

3452-0010

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

VERFORMUNGSVERHALTEN UND EIGENSPANNUNGSRIßBILDUNG VON JUNGEM BETON

**Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. M. Laube**

November 1988

**Forschungsbericht Ro 288/22-1
Gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft**

VORWORT

In der Praxis treten in massigen Bauteilen im jungen Betonalter häufig Risse auf, die aus vielerlei Gründen unerwünscht sind. Die Ursache dieser Risse sind Eigenspannungen und Zwang infolge des Abfließens der Abbindewärme des Betons. Die Praxis sucht dringend nach Methoden, mit denen das Auftreten von Rissen prognostiziert und dann zielsicherer vermieden werden kann als dies bislang gelingt. Die Forschung kann hierzu einen Beitrag leisten, indem sie die Werkzeuge zur Berechnung von Bauteiltemperaturen und zur Spannungsabschätzung entwickelt. Auch dieser Forschungsbericht will hierzu beitragen, er enthält schwerpunktmäßig die Formulierung von Werkstoffgesetzen, die zur Spannungsberechnung notwendig sind.

Die Forschungsarbeit wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (AZ RO 288/22-1) gefördert, der die Verfasser Dank erstatten. Dank gebührt auch den Herren Professoren Bieger, Universität Hannover und Ritter, TU Braunschweig, sowie deren Mitarbeitern, die uns bei der Anwendung von optoelektronischen Meßverfahren unterstützt haben.

Die Verfasser

1.	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Stand der Forschung	2
1.2.1	Rißursachen in dicken Betonbauteilen	2
1.2.2	Zum Verformungsverhalten des jungen Betons und zur "Berechenbarkeit" von Zwang- und Eigenspannungen	4
1.2.3	Einfluß der Eigenspannungen auf die Trennrißbildung	10
1.3	Ziel der Arbeit	16
1.4	Vorgehen	17
2.	Zur Entstehung von Zwang und Eigenspannungen	21
2.1	Definitionen	21
2.2	Temperaturfelder	25
3.	Folgen der Eigen- und Zwangspannungen	28
3.1	Einrisse infolge von Eigenspannungen	28
3.2	Durchrisse infolge von Zwangspannungen	30
4.	Versuchsprogramm	34
4.1	Modellvorstellung und Vorgehensweise	34
4.2	Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA	34
4.3	Versuche zur Temperaturentwicklung in dicken Wänden TW	36
4.4	Axiale Zugversuche	38
4.4.1	Verformungsgeregelte Zugversuche Z an jungem Beton	38
4.4.2	Zugrelaxationsversuche ZR	38
4.4.3	Axiale Zugversuche mit Kerbe ZK	39
4.5	Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW	40
5.	Technik der experimentellen Untersuchungen	41
5.1	Aufbau der Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA	41
5.2	Aufbau der TW-Versuche	43
5.3	Einrichtung der axialen Zugversuche Z und der Zugrelaxationsversuche ZR	48
5.3.1	Versuchsrahmen, Meß- und Regeleinrichtung	48
5.3.2	Versuchskörper und Schalung	51
5.4	Einrichtung der Kerbzugversuche ZK	53
5.5	Aufbau der Eigenspannungsversuche EW	54
5.5.1	Versuchskörper EW und Bewehrung	54
5.5.2	Betonierform und Wärmedämmung	59
5.5.3	Versuchs-, Meß- und Regeleinrichtung	61
6.	Baustoffe, Versuchskörper, Versuchsablauf	65
6.1	Technik der TA-Versuche	65
6.1.1	Baustoffe	65
6.1.2	Körper für Begleituntersuchungen	67
6.1.3	Herstellung der Versuchskörper und Versuchsdurchführung	67
6.2	Technik der TW-Versuche	69
6.2.1	Baustoffe	69
6.2.2	Körper und Lagerungen für Begleituntersuchungen	71
6.2.3	Herstellung der Versuchskörper	75
6.2.4	Versuchsdurchführung	75

6.3	Technik der axialen Zugversuche Z	76
6.3.1	Untersuchungen an Begleitkörpern	76
6.3.2	Herstellung der Versuchskörper	76
6.3.3	Versuchsdurchführung	79
6.4	Technik der Zugrelaxationsversuche ZR	79
6.4.1	Untersuchungen an Begleitkörpern	79
6.4.2	Herstellung der Versuchskörper ZR	82
6.4.3	Versuchsdurchführung	82
6.5	Technik der Kerbzugversuche ZK	82
6.5.1	Untersuchungen an Begleitkörpern	82
6.5.2	Herstellung der Versuchskörper	83
6.5.3	Durchführung der ZK-Versuche	85
6.5.4	Physikalische Grundlagen, Meßeinrichtung und Bildanalyse der Laser-Speckle-Photographie	86
6.6	Technik der Eigenspannungsversuche EW	89
6.6.1	Untersuchungen an Begleitkörpern	89
6.6.2	Durchführung der Eigenspannungsversuche EW 1 bis EW 6	89
7.	Versuchsergebnisse	95
7.1	Adiabatische Temperaturverteilung TA der unterschiedlichen Betone	95
7.1.1	Adiabatische Temperaturerhöhung	95
7.1.2	Hydratationswärmeentwicklung	95
7.2	Temperaturmessungen der Bauteilversuche TW	98
7.2.1	Temperaturverläufe	98
7.2.2	Temperaturverteilungen	104
7.2.3	Beurteilung und Auswahl der Regeltemperatur für die Z-, ZK- und ZR-Versuche	104
7.3	Ergebnisse der axialen Zugversuche Z	109
7.3.1	Temperaturmessungen	109
7.3.2	Lastunabhängige Verformungen	109
7.3.3	Alters- und dehngeschwindigkeitsabhängige Entwicklung der Festigkeits- und Verformungskennwerte	109
7.3.3.1	Spannung-Dehnungsbeziehungen	109
7.3.3.2	Entwicklung der Festigkeitskennwerte	118
7.3.3.3	Betonlängs- und Querdehnungen	125
7.3.3.4	Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	125
7.3.3.5	Entwicklung der Verformungskennwerte	125
7.4	Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche ZR	130
7.4.1	Relaxationsvermögen	130
7.4.2	Restzugfestigkeit und Festigkeit der Begleitkörper bei den Relaxationsversuchen ZR	136
7.5	Ergebnisse der Kerbzugversuche ZK	141
7.5.1	Datenbasis und grafische Auswertung	141
7.5.2	Verformungsverteilung im Rißquerschnitt	144
7.5.3	Zusammenhang zwischen Verformung und übertragbarer Zugspannung	148
7.5.4	Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten	151
7.5.5	Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten	151

7.6	Ergebnisse der Eigenspannungsversuche EW	157
7.6.1	Temperaturverläufe	157
7.6.2	Betondehnungen während der Abkühlphase	159
7.6.3	Rißbildung	164
7.6.4	Zugbeanspruchung	173
7.6.4.1	Rißspannung und Querschnittsreduktion	173
7.6.4.2	Kraft-Verformungsverhalten im Zugversuch	174
8.	Stoffgesetze und Modellbildung	180
8.1	Beziehungen für die Entwicklung der Beton- temperatur	180
8.1.1	Wesentliche Zusammenhänge	180
8.1.2	Analytischer Ansatz für die adiabatische Temperaturentwicklung	183
8.2	Analytische Beschreibung der axialen Zugversuche Z	187
8.2.1	Abhängigkeit der Festigkeit vom Hydratationsgrad des Betons	187
8.2.1.1	Beschreibung der zentrischen Zugfestigkeit	187
8.2.1.2	Beschreibung der Zylinderdruckfestigkeit	190
8.2.1.3	Beschreibung des Zugelastizitätsmoduls	192
8.2.1.4	Vergleich der Ansätze	194
8.3.1	Beschreibung des Kriechens	194
8.3.2	Einfluß des Belastungsalters	198
8.3.3	Analytische Beschreibung der Relaxation	199
8.3.4	Ansatz für die Zugrelaxation	201
8.4	Analytische Beschreibung der Kerbzugversuche ZK	210
8.4.1	Ansatz für die Zugspannungs-Verformungs-Beziehung	210
8.4.2	Bestimmung der Parameter der Rißöffnungsfunktion	213
8.4.3	Ermittlung der Bruchenergie G_F und der Rißöffnungsfunktion	217
8.5	Zur Berechnung der Eigenspannungen	225
8.5.1	Vorgehensweise	225
8.5.2	Voraussetzungen zur Ermittlung von Eigen- spannungen	225
8.5.2.1	Numerische Behandlung der Wärmeleitung und -entwicklung, sowie des Hydratationsgrades	225
8.5.2.2	Voraussetzungen zur Berechnung der Spannungen, Verformungen und Rißbildungen	227
8.5.3	Eigenspannungsberechnung	227
8.5.4	Darstell- und Interpretierbarkeit der Berechnungsergebnisse	228
9.	Zusammenfassung und offene Probleme	229
10.	Literaturliste	232

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

In der Praxis treten häufig Risse in massigen Bauteilen auf, z.B. in Widerlager-, Schleusen- und Tunnelwänden. Diese Risse entstehen im jungen Betonalter, Stunden bis einige Tage nach dem Ausschalen. Sie werden durch Zwang und Eigenspannungen infolge des Abfließens der Hydratationswärme des Betons erzeugt, die die niedrige Betonzugfestigkeit des meist verformungsbehinderten Bauteils überwinden. Das Schwinden spielt hierbei eine geringe Rolle [1, 2, 3].

Zwangrisse sind im allgemeinen ohne Nachteil für die Standsicherheit eines für Lastbeanspruchung ordnungsgemäß dimensionierten Bauteils. Sie können jedoch die Gebrauchsfähigkeit (z.B. Dichtigkeit), Dauerhaftigkeit (Bewehrungskorrosion) und das Aussehen beeinträchtigen. Aus diesen Gründen entwickeln Praxis und Wissenschaft die verschiedensten Methoden, um das Entstehen von Zwangrissen tunlichst zu vermeiden bzw. deren Breite zu beschränken.

In vielen Anwendungsfällen sind Zwangrisse hinnehmbar, so bei Bauteilen, die sich infolge Last planmäßig im Zustand II befinden. Hier gilt es, die Breite der Risse zu beschränken. Die hierfür entwickelten Verfahren der Zwangbemessung sind gut ausgebaut, sieht man von gewissen Unsicherheiten auf der Werkstoffseite ab.

Gilt es jedoch im Anwendungsfall Zwangrisse zu vermeiden oder zumindest deren Auftreten möglichst einzudämmen, so wendet die Praxis betontechnische, ausführungs- und konstruktionsbezogene Maßnahmen an, die auf Erfahrung beruhen. Trotz vieler Vorschläge sind aber zuverlässige Aussagen zur Rißgefahr noch nicht zu treffen [1]. Die Gründe hierfür liegen auf der Hand.

Eine Maßnahme kann nur dann erfolgreich sein, wenn es gelingt, sowohl die Entwicklung der sich rasch verändernden mechanischen Eigenschaften des jungen Betons als auch die Größe und den Zeitverlauf der Zwang- und Eigenspannungen zuverlässig vorherzusagen. Beides ist bis heute noch nicht gelungen. Einwirkung und Widerstand sind also bislang nicht sicher eingrenzbar. Nähere Erläuterungen enthält Abschn. 1.2.

1.2 Stand der Forschung

1.2.1 Rißursachen in dicken Betonbauteilen

Stahlbeton- und Spannbetonbauteile werden nicht nur durch Last- sondern auch durch Zwang- und Eigenspannungen beansprucht. Gerade bei Bauteilen massiger Abmessungen spielen Zwang- und Eigenspannungen für die Entstehung von Rissen eine große Rolle.

Für die Rißbildung sind die Spannungen infolge des Abflusses der Hydratationswärme viel bedeutsamer als jene infolge des langsamer ablaufenden Schwindens. Die Entwicklung der Hydratationswärme sowie die Aufheizung eines Bauteils hängen von zahlreichen betontechnischen, thermischen und geometrischen Parametern ab [2,4]. Bei sonst gleichen Randbedingungen übt die Bauteildicke einen großen Einfluß aus. Abb. 1.1 zeigt, daß bereits im eingeschalteten Zustand geringe Druckzwangspannungen entstehen, die ab einem Zeitpunkt τ_0 , an dem die mittlere Betontemperatur T_{mo} im Bauteil vorliegt, in Zug umschlägt. Diese Betontemperatur T_{mo} - von Springenschmid und Nischer [5] zweite Nullspannungstemperatur genannt - ist für die Rißbildung ausschlaggebend, da sie über die Differenz $\Delta T = T_{mo} - T_1$ den Spannungsantrieb darstellt (T_1 -Umgebungstemperatur). Abb. 1.1 zeigt, daß mit Zunahme der Bauteildicke Zwang und Rißgefahr anwachsen; dies gilt auch für die Eigenspannungen.

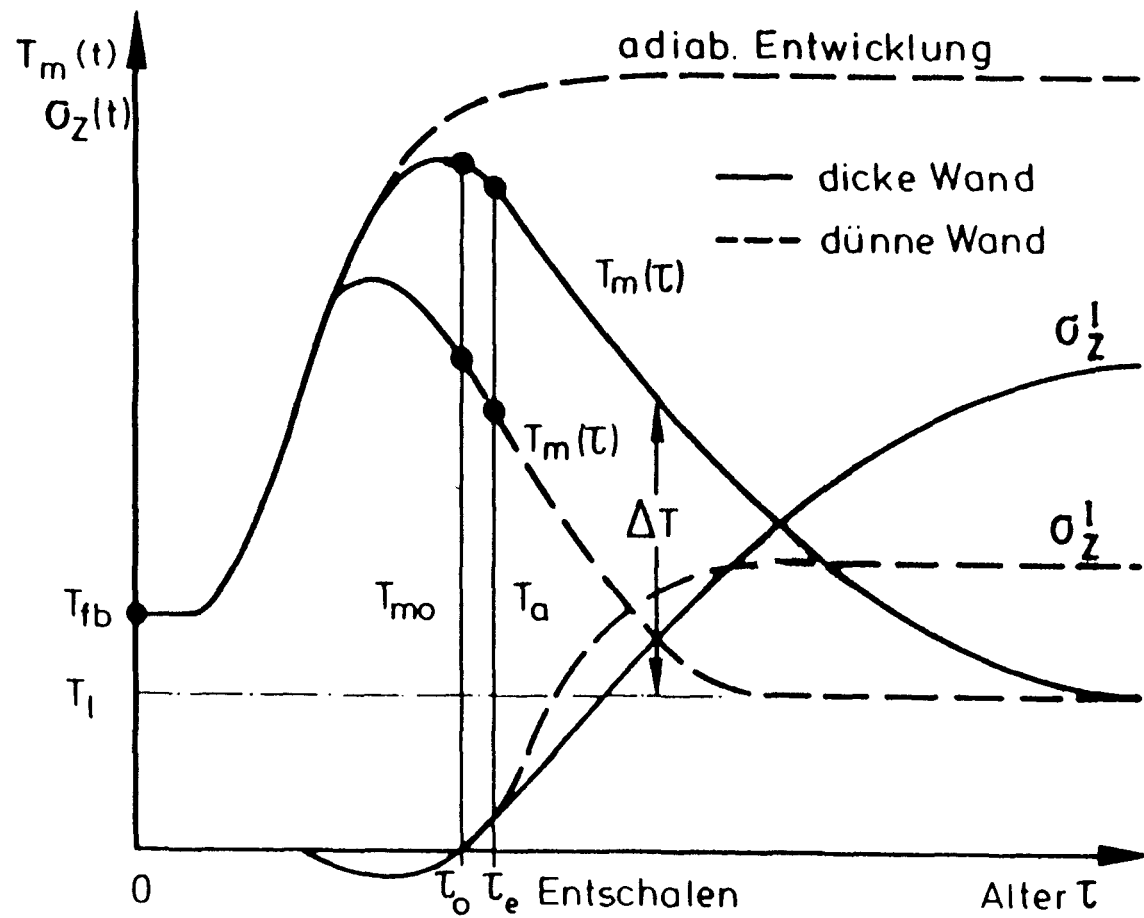


Abb. 1.1: Temperatur- und Zwangentwicklung von jungem Beton in Abhängigkeit von der Wandstärke

1.2.2 Zum Verformungsverhalten des jungen Betons und zur "Berechenbarkeit" von Zwang- und Eigenspannungen

Stellt man zunächst die Frage nach dem Sinn der Berechnung von Zwang- und Eigenspannungen im jungen Betonalter und im Zustand I hintenan, so läßt sich jetzt schon sagen, daß hier eines der schwierigsten Probleme des Betonbaus vorliegt. Es ist auch bis heute noch nicht gelungen, die Zwang- und Eigenspannungen infolge Abkühlung der Hydratationswärme im jungen Betonalter zutreffend zu berechnen oder, besser gesagt, abzuschätzen. Der Grund hierfür ist beileibe nicht im analytisch-numerischen Instrumentarium, sondern vielmehr im Fehlen zutreffender, altersabhängiger Werkstoffgesetze zu suchen.

Seit Melan-Parkus hat man versucht, Wärmespannungen im Beton mit Hilfe der Elastizitätstheorie zu berechnen. Die Arbeiten von Wößner [6] und Giesecke [7] seien als Beispiele genannt. Giesecke bezieht auch die Abbindewärme mit ein; durch Wahl eines sehr niedrigen, wirksamen Elastizitätsmoduls versucht er, die Altersabhängigkeit zu berücksichtigen. Bedenkt man die ausgeprägte Altersabhängigkeit des jungen Betons, so können elastizitätstheoretische Berechnungen zu keinen vernünftigen Resultaten führen. Die neueren Arbeiten von Zeitler [4] und Marx [26] stellen in dieser Hinsicht einen erfolgreichen Schritt dar. Die ausgeprägt rasch veränderliche Viskositätskomponente im Verformungsverhalten des jungen Betons führen sie implizit über die Kriechfunktion nach DIN 4227 ein, um so die strukturelle und mechanische Alterung des Betons in dessen frühem Stadium zu erfassen. Allerdings ist u.E. die Anwendbarkeit der Fließ- und Anelastizitätsfunktionen nach DIN 4227 für ein Betonalter von 0,5 bis 7 Tagen anzuzweifeln. Einzelne Ansätze zur Berücksichtigung der Reaktionskinetik und des Hydratationsgrades im Zusammenhang mit mechanischen Eigenschaften wurden bereits sehr umfangreich von Byfors [25] erarbeitet, können aber nicht in einen umfassenden Zusammenhang gebracht werden. Andere Arbeiten wie z.B. [22], [23] und [24] stellen wesentliche Ansätze zur Rheologie des auf Zug beanspruchten jungen Betons auf, können diese aber nicht im Zusammenhang mit der dynamischen Betonverhärtung erklären. Die rechnerische Vorhersage von Zwang- und Eigenspannungen wird also nur dann gelingen, wenn abgesicherte, altersabhängige

Werkstoffbeziehungen für den Zug- und Druckelastizitätsmodul sowie für Relaxation und Kriechen, sowohl für Zug als auch für Druck, vorliegen und wenn Zugfestigkeit und Zugbruchdehnung besser erforscht sind.

Man ist heute einhellig der Meinung, daß die o.g. Voraussetzungen noch nicht vorliegen und auch in absehbarer Zeit nicht vorliegen können. Dabei kommt es auf die exakte "Berechenbarkeit" der Spannungen selbst nicht sonderlich an. Sie stellen keine Lastspannungen sondern "Zwänge" dar, die die Sicherheit bewehrter Bauteile i. allg. nicht gefährden. Ihre Bedeutung ist vielmehr hinsichtlich ihres Einflusses auf Aussehen, Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke zu suchen, ganz besonders bei mäßig durch Lasten beanspruchte massige Bauteile. Der Sinn von Spannungsberechnungen liegt mehr in der zuverlässigen Abschätzung der Rißgefahr bzw. des Widerstands gegen Reißen im frühen Alter. Vor dem Hintergrund dieser Tatsache setzte innerhalb der letzten fünfzehn Jahre eine beträchtliche Aktivität zur Erforschung der Festigkeit und des Verformungsvermögens des jungen Betons ein. Sie findet ihren Niederschlag im RILEM-Konferenzbericht über "Properties of set concrete at early ages" [8].

Der Beton eines massigen Bauteils, dessen Einschaldauer 12 Std. nicht unterschreiten wird, ist nach Wierigs [9] Definition als junger Beton zu bezeichnen. Es ist für ihn charakteristisch, daß sämtliche mechanischen Eigenschaften eben in diesen ersten Stunden und Tagen einer beträchtlichen, altersabhängigen Veränderung unterworfen sind.

Die experimentelle Bestimmung der mechanischen Eigenschaften jungen Betons ist aus einer Reihe von Gründen schwierig und aufwendig. Die Zahl der Veröffentlichungen ist außerordentlich groß, s. [8]. Die Durchsicht der Literatur zeigt, daß die Versuchsmethoden nach folgenden Zielen ausgerichtet sind:

- a) Zug- und Druckversuche an Zylindern oder Prismen; $\sigma(\epsilon, \dot{\epsilon})$ - oder $\sigma(\dot{\sigma}, \epsilon)$ -Linien; Kriechen und Relaxation unter Zug sowie Druck.
- b) Reißring- und Reißrahmenversuche mit unnachgiebiger oder wegregelbarer Probenstützung.

Zu a): Versuche dieser Art orientieren sich an der Festigkeitslehre. Man geht von der üblichen Vorstellung aus, daß man bei Kenntnis der Spannungs-Dehnungslinien, des Kriechens und der Relaxation in Abhängigkeit vom Betonalter die Bauteilbeanspruchung während des Zwangaufbaus bis zum Zugbruch berechnen kann. Dies mag für einfache Fälle näherungsweise gelingen. Allerdings muß man sich vor Augen halten, daß es eine nichtlineare Viskoelastizitätstheorie unter Einschluß der strukturellen und mechanischen Betonalterung bis heute noch nicht gibt. Gleichwohl gelang es, durch diesen Versuchsweg wesentliche Verhaltensweisen aufzudecken. Auf einige wird im folgenden knapp eingegangen, v.a. um die besondere Problematik darzustellen.

Abb. 1.2 zeigt die altersabhängige Entwicklung einiger mechanischer Kenngrößen. Es fällt auf, daß diese dabei unterschiedlichen Zeitfunktionen folgt [10]. Der Reißwiderstand wird durch das Wertepaar Zugfestigkeit und Zugbruchdehnung beschrieben. Abb. 1.3 zeigt, daß die Zugbruchdehnung bei rd. 6 bis 15 Std. ein ausgeprägtes Minimum durchläuft, das mit der Zustandswandlung "viskos → fest" des jungen Betons zusammenhängt (Versuche von Wierig [10], Kasai et al [11], Weigler und Karl [12]). Daß Zugfestigkeit und Zugbruchdehnung ganz nachhaltig von der aufgeprägten Dehngeschwindigkeit abhängen, zeigen Springenschmid und Nischer [5], Kasai et al [11] und andere. Kriechen und Relaxation wurden von Wierig und Gollasch [10], Weigler und Karl [12], Rostásy und Alda [13] u.a. untersucht. Die Untersuchung von Zugkriechen und -relaxation ist schwierig, weil sehr niedrige Werte von lastabhängiger und lastunabhängiger Dehnung einander gegenüberstehen. Hierdurch wird die Regelung des Relaxationsversuchs und die Bestimmung der Kriechdehnungen problematisch.

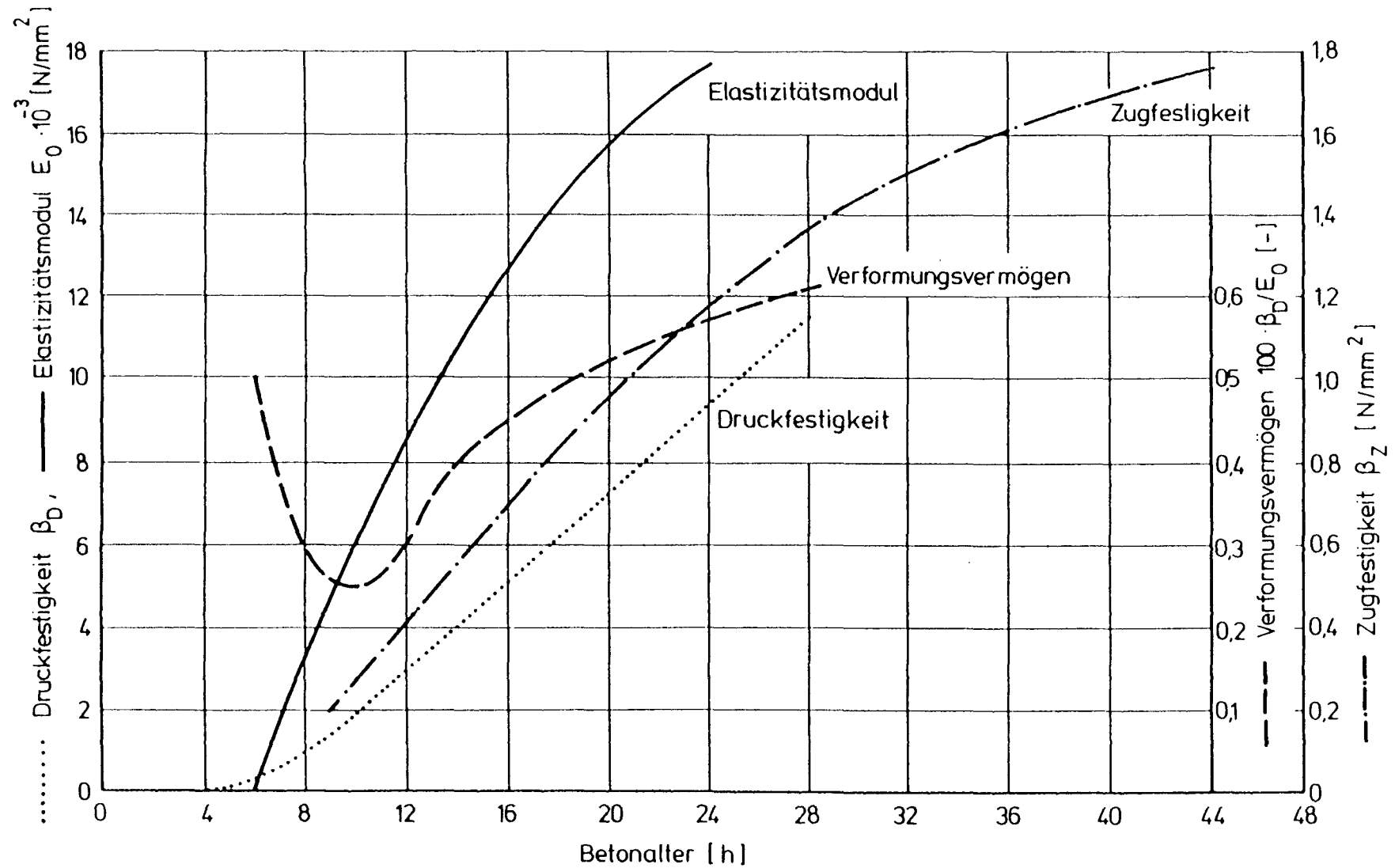


Abb. 1.2: Altersabhängige Entwicklung mechanischer Kenngrößen

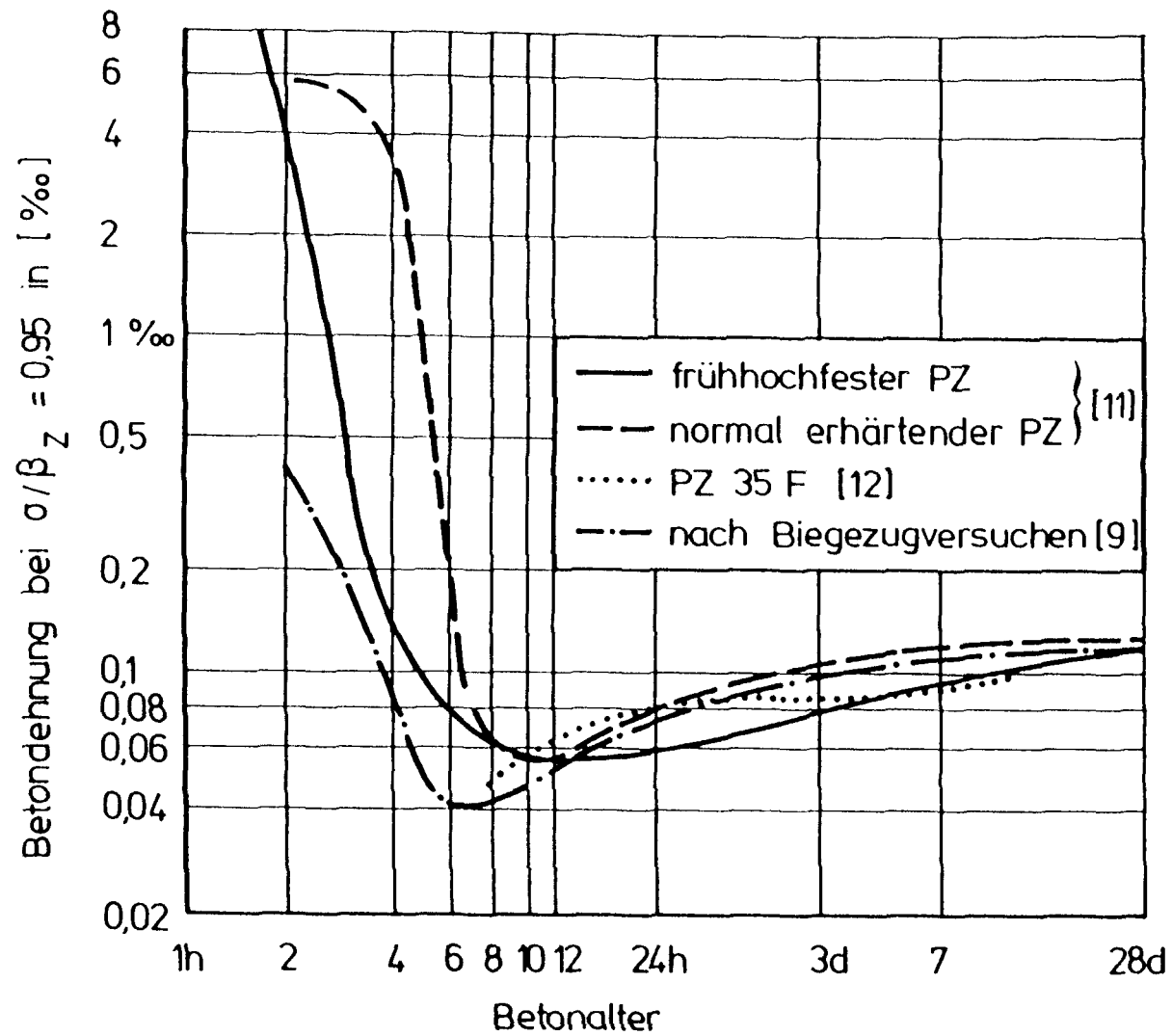


Abb. 1.3: Altersabhängige Entwicklung der Zugbruchdehnung

Zu b): Den Versuchen mit starrem Reißring und Reißrahmen liegt als Modell die total gezwängte, relaxierende Probe zugrunde. Beim starren Reißring schrumpft die Probe auf und reißt nach gewisser Zeit. Der Reißzeitpunkt ist die einzige Auskunft; der Zwangaufbau bleibt im dunkeln. Für den starren Reißrahmen gilt prinzipiell das gleiche. Springenschmid und Nischer [5] gelang es jedoch durch besondere Instrumentierung der Reaktionsstangen des geschlossenen Rahmens, die Zwangkräfte zu messen.

Jede starre Stützung weist doch eine gewisse Nachgiebigkeit auf, weshalb die Bestimmung der Zwangskraft ungenau ist. Daher haben Weigler und Nicolay [14] sowie Springenschmid und Gierlinger [15] die starre Stützung durch eine wegregelbare ersetzt. Der neue Reißrahmen mit geregelt verschieblichem Querhaupt nach [15] stellt u.E. eine sehr gute Entwicklung dar, mit der das praxisnahe Studium betontechnischer und thermischer Parameter gelingt.

Beide Versuchswege a und b haben Nachteile. Bei der Prüfung nach Versuchsweg a wird das mechanische Verhalten von Proben untersucht, deren Erhärtung sich von jener in einem realen Bauteil unterscheidet. Beim Versuchsweg b gelingt es, den Zwang zu messen. Eine realistische Aufteilung der Kraft auf die momentanen, innerlich parallel geschalteten, elastischen und inelastischen Widerstände ist aber nicht möglich. Es erscheint deshalb sinnvoll, bei künftigen Versuchen die Vorzüge beider Wege zu vereinen. Dies wird im folgenden skizziert:

- Messung der alters- und zeitabhängigen Zwangentwicklung von Proben, die im "natürlichen" Betonmilieu erhärten (Rand und Kern; in Schalung und entschalt; variable Abkühlung nach Entschalen);
- Bestimmung der altersabhängigen Spannungs-Dehnungslinien für zentrischen Zug von, wie oben beschrieben, gelagerten Proben mit weit auseinanderliegenden Dehngeschwindigkeiten, aus denen die strukturelle und mechanische Alterung abgeleitet werden kann.

1.2.3 Einfluß der Eigenspannungen auf die Trennrißbildung

Gemeinsam mit dem Zwang entstehen bei der Abkühlung Eigenspannungen (Zug an der Bauteiloberfläche), in nennenswerter Größe aber erst im Anschluß an das Entschalen. Bei ansonsten gleichen physikalischen Ausgangsparametern hängt ihre Größe entscheidend von der Bauteildicke ab. Größe und Einwirkungsdauer der Eigenspannungen nehmen mit der Bauteildicke zu. Abb. 1.4 zeigt diese Tatsache beispielhaft auf Basis elastischer Rechnung. Dazu kommt noch, daß auch der Spannungsantrieb ΔT mit der Wanddicke zunimmt. Diese Tatsachen führen dazu, daß Einrißvorgang und Trennrißbildung bei dicken Bauteilen anderen Gesetzmäßigkeiten folgen als bei dünnen. Der Nachweis hierfür ist in [16] und [17] geführt worden.

Man erkennt, daß bei dicken Bauteilen eine Einrißbildung infolge von Eigenspannungen vor der letztendlich zwangbedingten Trennrißbildung möglich ist. Die Trennrisse werden natürlich bevorzugt von Einrißstellen ausgehen, wobei aber auch bruchstatistische Gesichtspunkte eine Rolle spielen werden. Eigenspannungsrisse werden in der Praxis kaum einmal entdeckt. Nach Rißbildung und Temperatúrausgleich ist ja ihre erzeugende Ursache verschwunden, und die bleibende Rißbreite ist sehr klein. Trotz dieses Umstands darf ihre Auswirkung auf Steifigkeit und Dauerhaftigkeit nicht außer acht gelassen werden.

Üblicherweise nimmt man an, daß ein Trennriß dann entstehen wird, wenn die Randspannung d.h. die Summe aus Eigen- und Zwangspannung die zentrische Betonzugfestigkeit erreicht. Diese, der Normalspannungshypothese folgende Annahme gilt aber nur bei konstanter Spannungsverteilung. Sie versagt bei Zugspannungsfeldern mit steiler Gradienten, die ja gerade für die Eigenspannungen im Randbereich typisch sind. König und Jahn [18], Iványi [42], Schäper [20] u.a. wiesen mit Hilfe der Bruchmechanik nach, daß für das Einreißen bzw. den Zugbruch nicht das Erreichen der Betonzugfestigkeit in irgendeinem Punkt maßgebend ist. Das Einreißen setzt vielmehr erst dann ein, wenn die mittlere Zugspannung σ_m innerhalb einer repräsentativen Volumeneinheit die Zugfestigkeit erreicht (s. Abb. 1.5). Die repräsentative Volumeneinheit RVE kennzeichnet die heterogene Betonstruktur; man darf sie sich als Betonwürfel vorstellen, der eine Kantenlänge D_E vom rd. 2,5fachen Größtkorndurchmesser $\max D_K$ des Zuschlags besitzt.

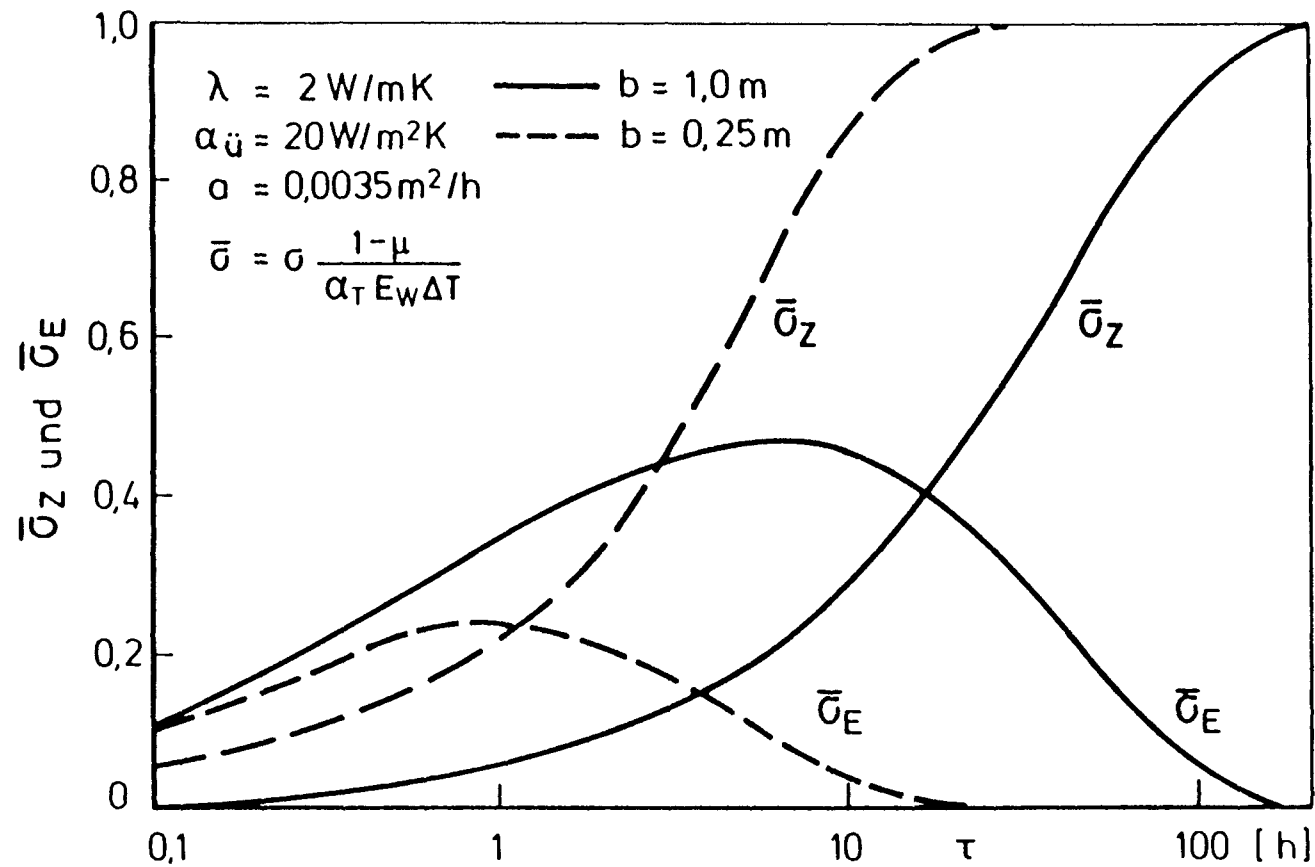


Abb. 1.4: Zeitlicher Verlauf der Zwang- und Eigenspannung einer beidseitig abkühlenden Wand

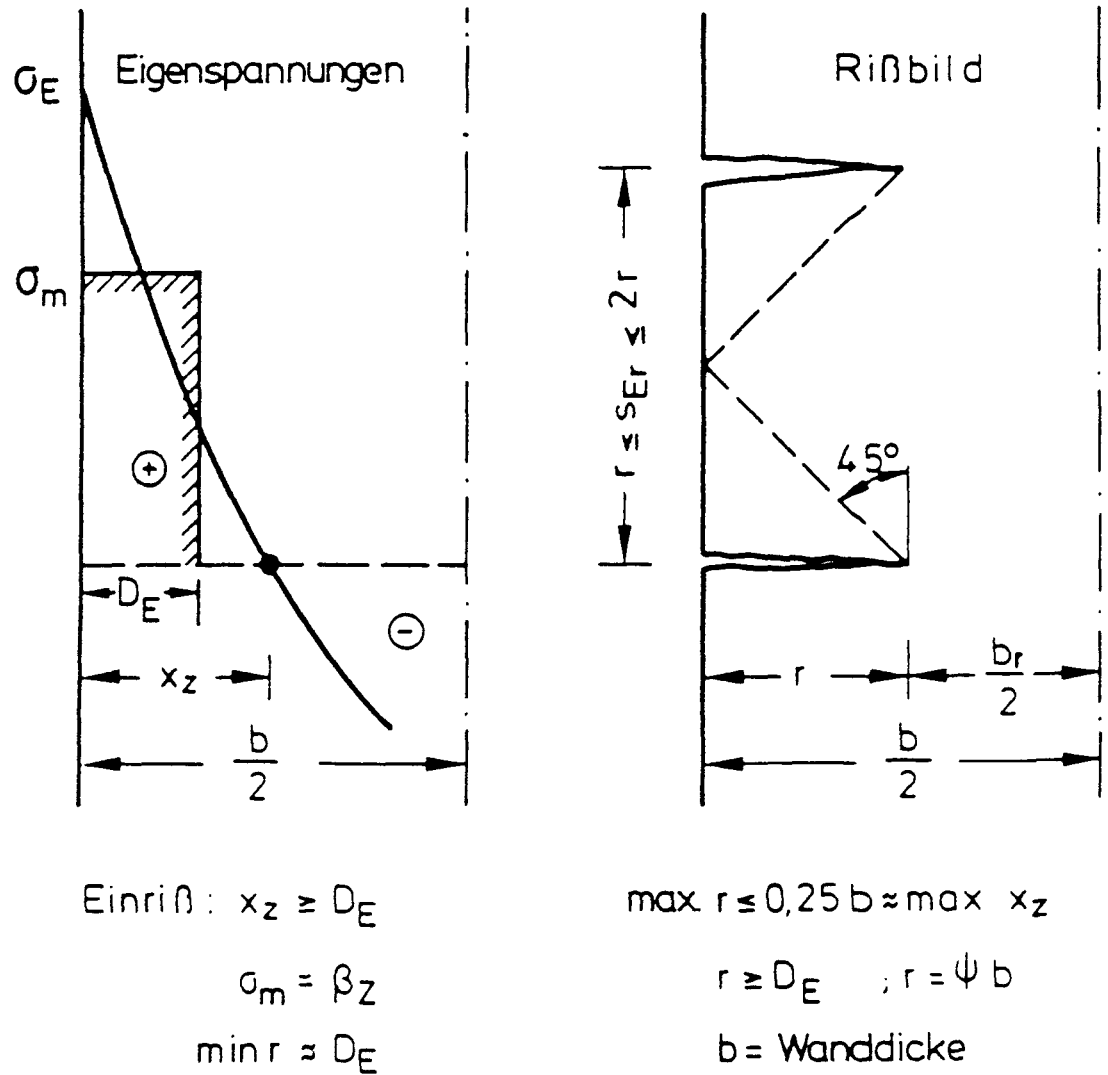


Abb. 1.5: Zusammenhang zwischen Rißtiefe und Zugspannungskeil infolge Eigenspannungen beim unbewehrten Bauteil

Die Anwendbarkeit der Bruchmechanik auf die Rißbildung im Beton ist durch Versuche belegt. Aber: der Nachweis wurde bislang nur für alten Beton geführt, dessen Inelastizität mikrorißbedingt ist und dessen Zementsteinmatrix i.w. spröde-elastisch reagiert.

Nun ist es unter vereinfachten Annahmen möglich, die Rißbildung infolge Eigenspannungen und die zugehörige Rißbreite im unbewehrten Bauteil zu beschreiben. Sicherlich kann die Rißtiefe r die Nullinientiefe x_z nicht übertreffen. In Abb. 1.6 wird die zeitliche Entwicklung der Nullinientiefe der Eigenspannungsverteilung für eine dicke und eine dünne Wand dargestellt [19]. Nach dem zuvor beschriebenen Kriterium können Einrisse nur dann entstehen, wenn die Nullinientiefe die Kantenlänge D_E der RVE übertrifft. Abb. 1.7 zeigt, daß ein dünnes Bauteil kaum, ein dickes jedoch deutlich eingerissen werden wird. Dies erklärt, warum bei dünnen Bauteilen Eigenspannungsrisse praktisch nie beobachtet werden und warum in diesen bei Zwangbeanspruchung stets nur Trennrisse auftreten.

Mit der Entstehung von Einrissen infolge von Eigenspannungen sowie mit deren Einfluß auf die anschließende Trennrißbildung hat sich bislang Bruy als einziger experimentell befaßt [21]. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind jedoch auf das baupraktisch wichtige Problem der Frührißbildung jungen Betons nicht übertragbar: Bruy untersuchte ausgehärtete Betonplatten mit $b = 1,0$ m, die er stark aufheizte, ehe er sie plötzlich abkühlen ließ. Die Analyse der Ergebnisse erfolgte elastizitätstheoretisch, auch wenn dabei Risse vorgegeben und durch die FEM diskretisiert wurden. Bruchmechanische Überlegungen flossen nicht ein, die Betonbruchmechanik war damals nur ansatzweise entwickelt.

Aufgrund von Praxisbeobachtungen und Versuchen hat sich gezeigt, daß Eigenspannungen und die von ihnen hervorgerufenen Einrisse von beträchtlicher baupraktischer Bedeutung für das Zwangrißverhalten und die Mindestbewehrung massiger Betonbauteile sind:

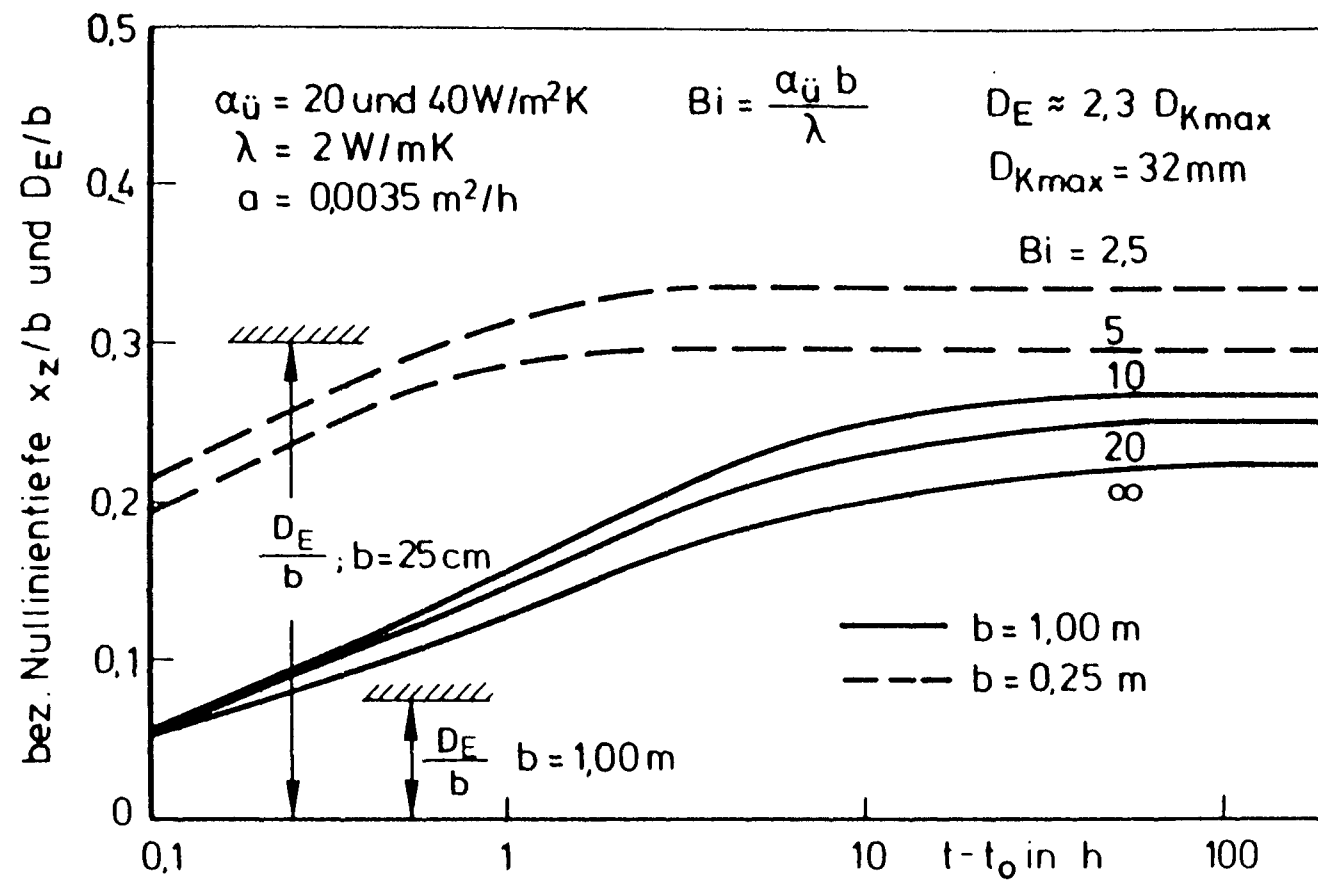


Abb. 1.6: Zeitliche Entwicklung der Nullnientiefe in Abhängigkeit von der Wanddicke und der Biot-Zahl

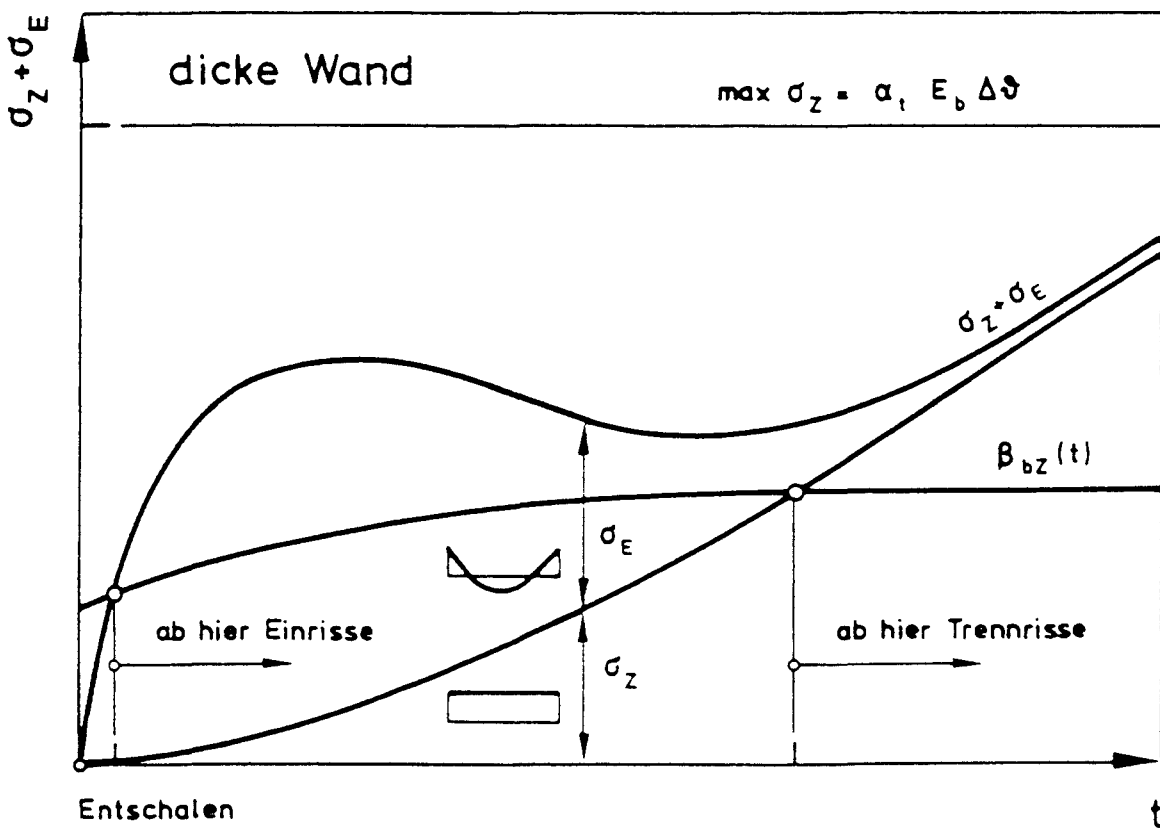
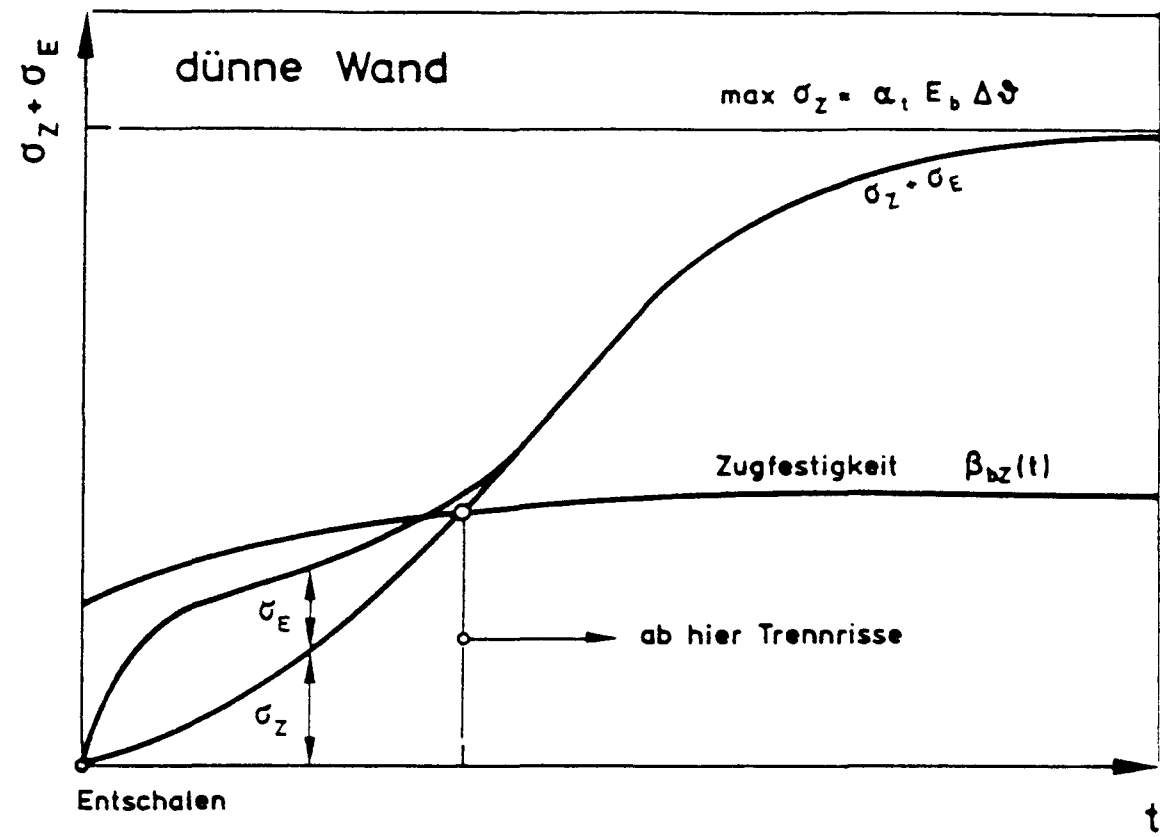


Abb. 1.7: Zeitlicher Ablauf der Rißbildung infolge Eigen- und Zwangsspannungen bei dünnen und bei dicken Wänden

- Mit zunehmender Bauteildicke können durch Eigenspannungen feine Anrisse mäßiger Tiefe entstehen, von denen Trennrisse ausgehen. Dies verändert den Reißmechanismus.
- Diese Anrisse stellen eine Art Vorschädigung des Querschnittes dar, der dem einsetzenden Zwang einen geringeren Erstrißwiderstand entgegenstellt. Dieser Umstand wirkt sich ganz nachhaltig auf die Mindestbewehrung für Zwang aus.
- Der Mechanismus der Entstehung von Eigenspannungen und Einrissen, deren Einfluß auf die Zwangrißbildung und Wahl der Mindestbewehrung in dicken Wänden sind insbesondere für jungen Beton unbekannt und dringend zu erforschen.

Der Forschungsbericht widmet sich diesen Problemen.

1.3 Ziel der Arbeit

Es herrscht in der Praxis das dringende Bedürfnis, die heute existierenden Methoden zur Abschätzung der Rißbildung infolge Zwang und damit zu deren Kontrolle zu verbessern. Die bisherigen praktischen Methoden beruhen auf Erfahrung und Intuition, sie schließen Fehlschläge nicht sicher aus. Es ist deshalb notwendig, diesen praktischen Methoden, neuere Verfahren ergänzend an die Seite zu stellen. Darunter ist die verbesserte Vorhersage einer Rißbildung zu verstehen, mit der die Auswirkung einer im Planungsstadium gewählten bautechnischen Maßnahme (Betonzusammensetzung, Schalung/Einschalldauer, Betonierfolge etc.) sicherer beurteilt werden kann als dies bisher möglich ist.

Die Verbesserung der Prognose einer möglichen Zwangrißbildung erfordert die Bearbeitung folgender Probleme:

- Wirklichkeitsnahe Berechnung des orts- und zeitvarianten Temperaturfeldes im erhärtenden Betonbauteil.
- Zuverlässige Beschreibung der alters- und temperaturabhängigen mechanischen Eigenschaften des jungen Betons im Bauteil.
- Zuverlässige Eingrenzung der Zwang- und Eigenspannungen.

Die Bearbeitung dieser Probleme muß in Abhängigkeit der vielfältigen stofflichen Parameter sowie der geometrischen, thermischen und bautechnischen Randbedingungen erfolgen. Auf all diesen Gebieten ist Forschung erforderlich. Beträchtliche Vorarbeiten wurden geleistet, wie der im Zuge des Berichts dargestellte Stand der Kenntnisse gezeigt hat.

Trotz gewisser Fortschritte verbleiben zahlreiche Probleme ungelöst. Einige nimmt sich diese Arbeit vor. Es ist deren Ziel, den bis heute unbekannten Mechanismus der kombinierten Rißbildung infolge von Eigenspannungen und Zwang infolge Hydratationswärme im jungen Betonbauteil zu studieren. Aber auch hierbei kann nur ein Teilbeitrag geleistet werden. Der Schwerpunkt der experimentellen und theoretischen Untersuchungen liegt im werkstoffkundlichen Bereich, in der Entwicklung von Stoffgesetzen für den jungen Beton. Aber auch hierbei hat das methodische Vorgehen Vorrang vor dem ohnehin zum Scheitern verurteilten Versuch, endgültige Praxisempfehlungen abzugeben.

1.4 Vorgehen

Im Mittelpunkt der Betrachtungen steht das dicke Bauteil, für das die Entwicklung der Eigenspannungen und die Einrißbildung studiert wird. Das experimentelle Vorgehen ist in Abb. 1.8 dargestellt. Die dicke Wand, eindimensional auskühlend und durch ebene Spannungen beansprucht, ist das geometrische Modell.

Die wirklichkeitsnahe Abschätzung der Eigen- und Zwangsspannungen und der aus diesen folgende Rißbildung gelingt nur mit wirklichkeitsnahen Stoffgesetzen des Betons. Hierbei sind vor allem das viskoelastische Verhalten und der Reißprozeß des jungen Betons in der durch den Zugteil der Eigenspannungen beanspruchten Randzone der Wand zu modellieren. Den Versuchskörpern, an denen das Zugbruchverhalten der Randzone bestimmt wird, muß aber dann eine Temperatur- und Erhärtungsgeschichte aufgezwungen werden als wären sie integraler Bestandteil der dicken Wand. Dieser Gedanke führte zu folgendem Vorgehen.

Am Beginn der Experimente stehen die TA-Versuche. An sechs unterschiedlich aber praxisnah zusammengesetzten Betonen wird die adiabatische Wärmeentwicklung gemessen. Mit diesen Versuchen wird die Beschreibbarkeit der Abbinde- wärmeentwicklung als Wärmequellenenergiebigkeit abhängig von den Betonkomponenten überprüft. Weiter wird auf Basis dieser Versuche eine Betonzusammensetzung für alle weiteren Versuche ausgewählt.

Zur Regelung der Temperatur- und Erhärtungsgeschichte des Betons der mechanischen Versuche Z, ZR und ZK entsprechend der Situation der Randzone im dicken Bauteil mußte vor diesen die zeit- und ortsabhängige Temperaturentwicklung im Bauteil gemessen werden. Dies erfolgte in den TW-Versuchen. Die TW-Körper stellen schichtförmige Ausschnitte aus einer 1 m dicken Wand dar, die nur eindimensional abkühlen können.

Die in den TW-Versuchen gemessene mittlere Randzonentemperatur wurde in den Z-Versuchen dem Frischbeton sofort nach dessen Verdichtung in einer wasserführenden Hohlschalung "aufgezwungen". Zu bestimmten Werten des Betonalters wurden dann dehnungskontrollierte σ_Z - ϵ_Z -Versuche bis zum Bruch durchgeführt.

Die Versuchskörper der Zugrelaxationsversuche ZR wurden ebenso wie jene der Z-Versuche hergestellt. Das Relaxationsvermögen wurde an unterschiedlichen Betonaltern bei unterschiedlicher Anfangsspannung geprüft. Zur Elimination der lastunabhängigen Betonverformung aus der lastabhängigen diente zu jedem Z- und ZR-Körper ein stets gleichzeitig hergestellter und thermisch wie hygrisch identisch behandelter Kompensationskörper.

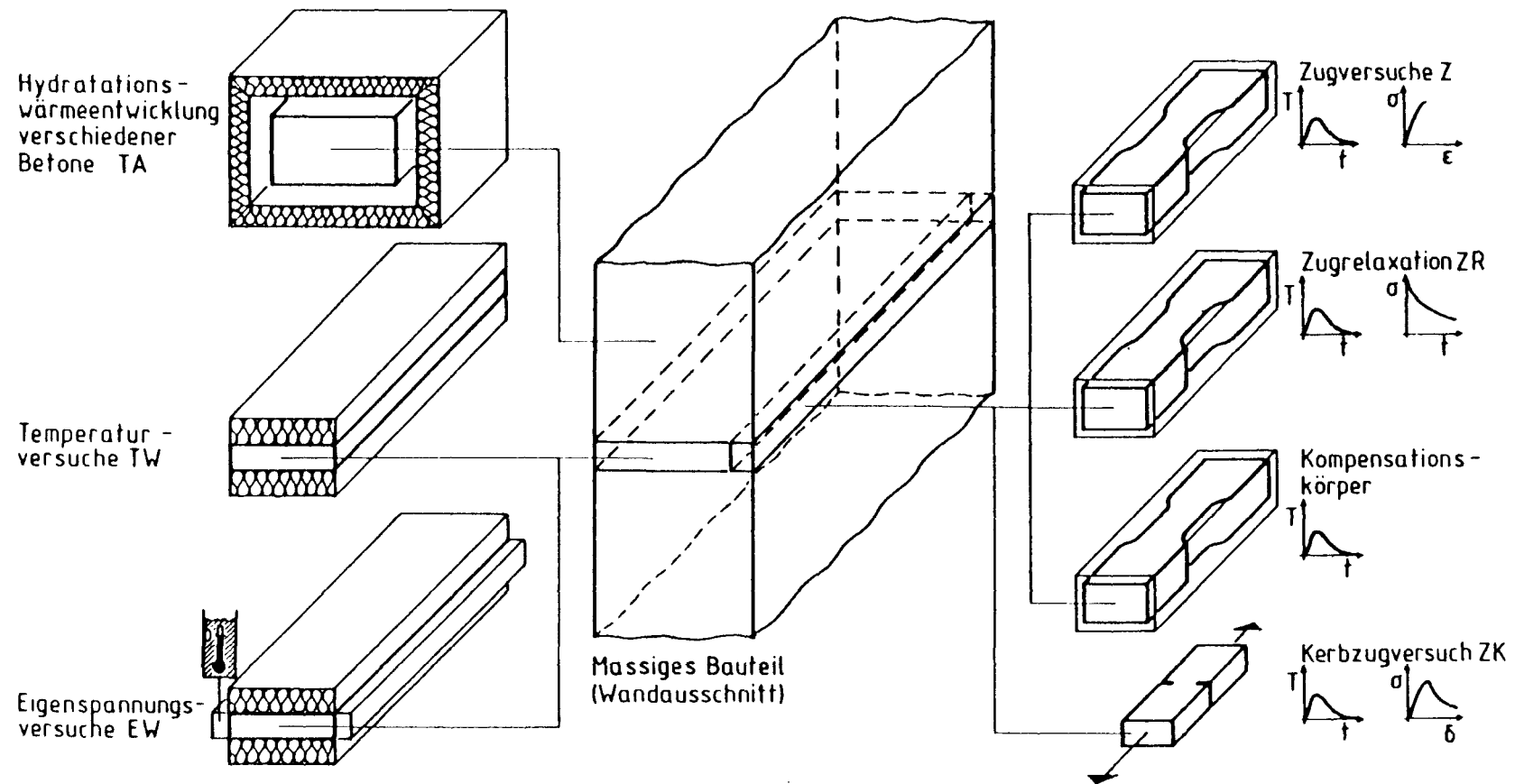


Abb. 1.8: Übersicht über die Versuche und deren Zuordnung zum Bauteil

Das Nachbruchverhalten des jungen Betons wurde an gekerbten Zugkörpern ZK untersucht. Dessen Kenntnis ist zur Formulierung des Reißvorgangs unter steiler Eigenspannungsgradienten erforderlich.

Die Versuche TA, TW, Z, ZR und ZK sind Bausteine zur Formulierung von Werkstoffgesetzen des jungen Betons sowie Voraussetzung zur Vorhersage der Eigenspannungen und der Einrißbildung. Ihre Eignung muß an den Eigenspannungsversuchen EW überprüft werden. Der Versuchskörper EW stellt einen 16 cm hohen, horizontalen Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand dar. Zur Erzeugung von Eigenspannungseinrissen wird er entlang der 16 cm hohen Schmalseiten über seitliche Hohlschalungen einem Abkühlungsschock durch Kühlflüssigkeit ausgesetzt. Der zeitliche Vorgang der Rißbildung und deren Ausdehnung müssen verfolgt werden.

Schließlich werden die Versuchsergebnisse zu Werkstoffgesetzen verallgemeinert und zur Modellbildung der Rißbildung geführt.

2 ZUR ENTSTEHUNG VON ZWANG UND EIGENSPANNUNGEN

2.1 Definitionen

Zur Entstehung von Zwang und Eigenspannungen enthält der Abschn. 1 bereits einige Hinweise. Die Entstehung von Zwang ist an zwei Voraussetzungen geknüpft: eine vom Bauteil lastunabhängige und frei angestrebte Verformung sowie die Behinderung derselben. Die freie Verformung entsteht beim hier betrachteten jungen Betonbauteil durch den Abfluß der Abbindewärme, durch witterungsbedingte Temperaturänderungen sowie durch das Schwinden. Letzteres spielt zu Beginn bei dicken Bauteilen keine wesentliche Rolle.

Zwang entsteht nur im statisch unbestimmten Bauteil, dessen frei angestrebte lastunabhängige Verformung partiell oder total von Nachbarbauteilen oder vom Baugrund behindert wird. Zwang erzeugt Schnittkräfte, die Reaktionen bilden eine Gleichgewichtsgruppe.

Eigenspannungen entstehen stets dann, wenn im Zuge von Erwärmung, Abkühlung oder Austrocknung eine ungleichförmige Verteilung der freien Temperatur- oder Schwinddehnung vorhanden ist. Eigenspannungen treten auch in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen auf. Sie führen zu keiner resultierenden Schnittkraft. Je nach Zwangursache und Randbedingungen treten Zwang und Eigenspannung allein oder gemeinsam auf (siehe Abb. 2.1).

Zur Erläuterung dieser Begriffe werden in Abb. 2.2 beispielhaft die Entstehung und die zeitliche Entwicklung der Temperaturen sowie der Spannungen in einer beidseitig abkühlenden, verformungsbehinderten Wand am Beispiel des totalen zentrischen Zwangs dargestellt. Das Bauteil erfährt bereits im eingeschalteten Zustand einen meist geringen Zwang. Nach anfänglich geringem Druck entstehen ab dem Zeitpunkt t_0 Zugspannungen. Die für den Zwang maßgebende Differenz der mittleren Bauteiltemperaturen beträgt:

$$\Delta T_Z(t) = T_{m0} - T_m(t) \quad (2.1)$$

Sie ist für dünne Wände geringer und erreicht schneller den Endwert

$$\max \Delta T_Z(t) = T_{m0} - T_1 \quad (2.2)$$

Demgegenüber werden Zugeigenspannungen in der Bauteiloberfläche durch die Temperaturdifferenz

$$\Delta T_E \left(\frac{b}{2}, t \right) = T \left(\frac{b}{2}, t \right) - T_m(t) \quad (2.3)$$

bestimmt, die im Zuge des Temperatúrausgleichs wieder auf Null abfällt.

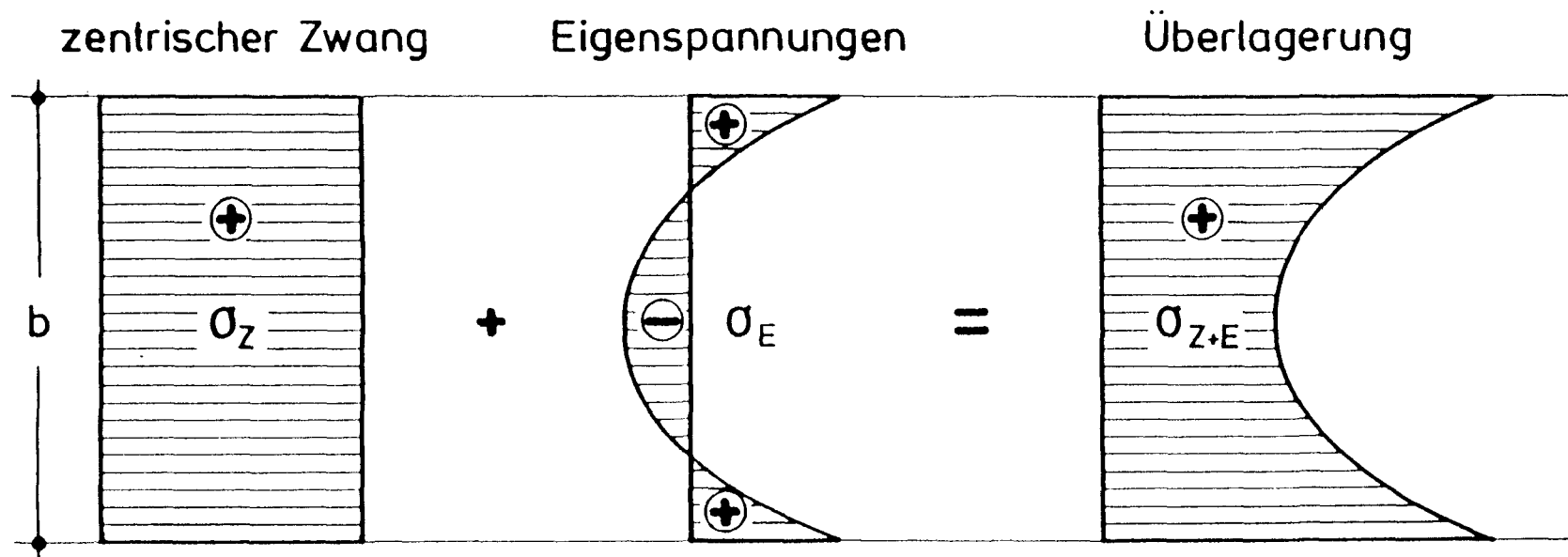


Abb. 2.1: Zwang- und Eigenspannungen beim mittig gezwängten Stab im Zustand I

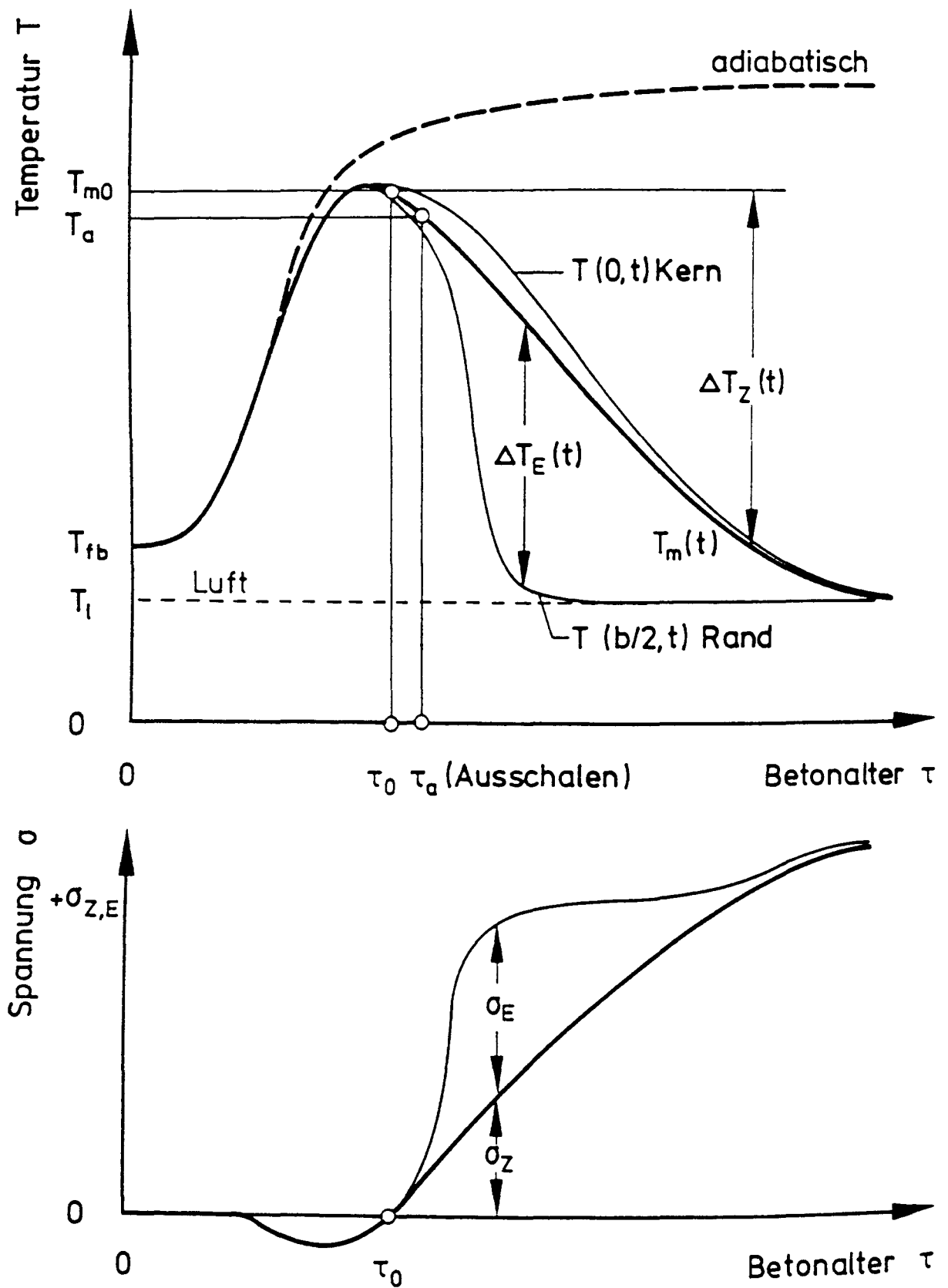


Abb. 2.2: Verlauf der Temperaturen und Spannungen beim Aufbau und Abfluß der Hydratationswärme (schematisch)

2.2 Temperaturfelder

Die Berechnung von Eigenspannungen und Zwangsschnittgrößen bedingt die Kenntnis des orts- und zeitveränderlichen Temperaturfeldes. Basis zu dessen Ermittlung ist die Fourier'sche Differentialgleichung des Temperaturausgleichs durch Wärmeleitung [26]:

$$\Delta_L T(x,y,z,t) + g(x,y,z,t) = \frac{\partial T(x,y,z,t)}{\partial t} \quad (2.4)$$

Hierin sind:

$$a = \frac{\lambda}{c\rho} \text{ [m}^2\text{/h]} \quad \text{Temperaturleitfähigkeit}$$

$$\Delta_L \quad \text{Laplace Operator}$$

$$g(x,y,z,t) \text{ [K/h]} \quad \text{Wärmequellenterm}$$

Die Wärmequelle wird durch die Freisetzung der Abbindewärme gebildet.

Die Lösung der DGL (2.4) erfordert die Formulierung von zeitlichen und von räumlichen Randbedingungen. Die zeitliche Randbedingung ist durch die Temperaturverteilung für $t = 0$ angegeben. Die räumlichen werden als Newton'sche Übergangsbedingungen formuliert. Dies gilt auch für das Bauteil in Schalung, wobei hier noch Kontinuitätsbedingungen hinzutreten.

Für konstante und ebene Anfangstemperaturverteilung, Nichtexistenz von Wärmequellen, sprungartige Veränderung der Umgebungstemperatur sowie für variablen Wärmeübergang ist die DGL (2.4) mit Hilfe der Jacobi'schen Thetafunktionen geschlossen bzw. genähert geschlossen gelöst worden. (s. z.B. [6], [7]).

Für das hier vorliegende Problem der Temperaturfeldberechnung im Bauteil, beginnend nach erfolgter Betonverdichtung, gelingt die analytische, geschlossene Lösung nicht mehr. An deren Stelle tritt die diskretisierte, inkrementelle Berechnung. Die Gründe hierfür sind vielfältig. Einige werden hier genannt: Die Wärmeleitfähigkeit λ und die spezifische Wärmekapazität c sind nicht konstant, sondern hängen vom Hydratationsgrad ab. Der Wärmeübergang kann sich ändern (in Schalung; ausgeschalt). Die Ergiebigkeit des Wärmequellentерms ist auch Funktion der im betrachteten Punkt generierten Temperatur. Beide bedingen einander. Es liegt also ein gekoppelter thermodynamischer Prozess vor.

Die Hydratation des Zements im Beton und die exothermische Wärmefreisetzung sind komplizierte Mechanismen, die von zahlreichen Parametern beeinflusst werden [26]. Die Entwicklung der Hydratationswärme H_b des Betons läßt sich wie folgt vereinfacht darstellen:

$$H_b(t, \tau) = H_{Zad} Z \cdot m(t, \tau) \quad [\text{J/m}^3 \text{ Beton}] \quad (2.5)$$

Hierin bedeuten:

H_{Zad}	adiabatische Hydratationswärme des Zements [J/kg]
Z	Zementgehalt [kg/m^3]
$m(t, \tau)$	Hydratationsgrad [-]

Die Zeitkoordinate t ist das wirkliche Alter, das ab Zementzugabe zählt und das auch die erste, nichtreaktive Phase der Hydratation (dormant phase) einschließt. Der Hydratationsgrad (Z_{hydr}/Z) hängt nicht nur von der wirklichen Zeit, sondern von vielen Parametern ab [25], [26], [36].

Der Wärmequellenterm infolge Hydratation kann nun mit Gl.(2.5) wie folgt angeschrieben werden:

$$q(\tau, t) = \frac{\partial H_b}{\partial t} = H_{Zad} Z \frac{\partial m(\tau, t)}{\partial t} \frac{1}{c\rho} \quad [\text{K/h}] \quad (2.6)$$

Nun wird es aber notwendig, den Hydratationsgrad zu formulieren. Hierfür existieren zahlreiche empirische Ansätze, die auf Versuchen beruhen. In [26] wird ein Überblick gegeben. Zur Beschreibung der Temperaturfelder der TW-Versuche wird in Abschn. 8 auf einem reaktionskinetischen Ansatz aufgebaut.

3 FOLGEN DER EIGEN- UND ZWANGSPANNUNGEN

3.1 Einrisse infolge von Eigenspannungen

Die Berechnung der Eigenspannungen eines Betonbauteils infolge sprungartiger Veränderung der Umgebungstemperatur ist vielfach behandelt worden. Dabei wurde meist von der Elastizitätstheorie ausgegangen. Die im jungen Betonalter ausgeprägte Relaxation wurde bestenfalls über einen wirksamen Zug-Elastizitätsmodul berücksichtigt [7]. Auch wird der allmähliche Aufbau der Hydratationswärme selten angesetzt. Erst in [26] und [27] erfolgt deren Einschluß, wobei die hierbei vorgenommene Berücksichtigung der Relaxation nach DIN 4227 angreifbar ist.

Neben der wünschenswerten, wirklichkeitsnahen Abschätzung der Eigenspannungen ist auch deren "Entlastung" durch Einrißbildung (Abb. 3.1) von Bedeutung, weil das Bauteil durch Einrisse "verweicht" und Zwangrisse vorgezeichnet werden. Gemeinsam mit der Spannungsberechnung ist also auch der Prozeß gradueller Einrißbildung und Eigenspannungsumlagerung zu klären. Die erste Bearbeitung dieses Problems erfolgt durch [21], und zwar für erhärteten Beton nach E-Theorie unter qualifizierter Berücksichtigung bruchmechanischer Überlegungen. In [19] wird dieser Weg für jungen Beton näherungsweise weiter verfolgt. Näherungsweise deswegen, weil Werkstoffgesetze für den jungen Beton nicht zur Verfügung stehen.

Die Beschreibung des Aufbaus der Eigenspannungen und der mit diesen verbundenen Einrißbildung kann bei massigen, erhärtenden Bauteilen nur dann gelingen, wenn in folgenden Gebieten Fortschritte erzielt werden: Zum einen ist ein vom Hydratationsgrad abhängiges, viskoelastisches Werkstoffgesetz zu entwickeln. Zum anderen sind die Kriterien der Einrißbildung und des Rißfortschritts mit Hilfe der Bruchmechanik zu formulieren. Diese Forschungsarbeit will auf beiden Gebieten Beiträge leisten.

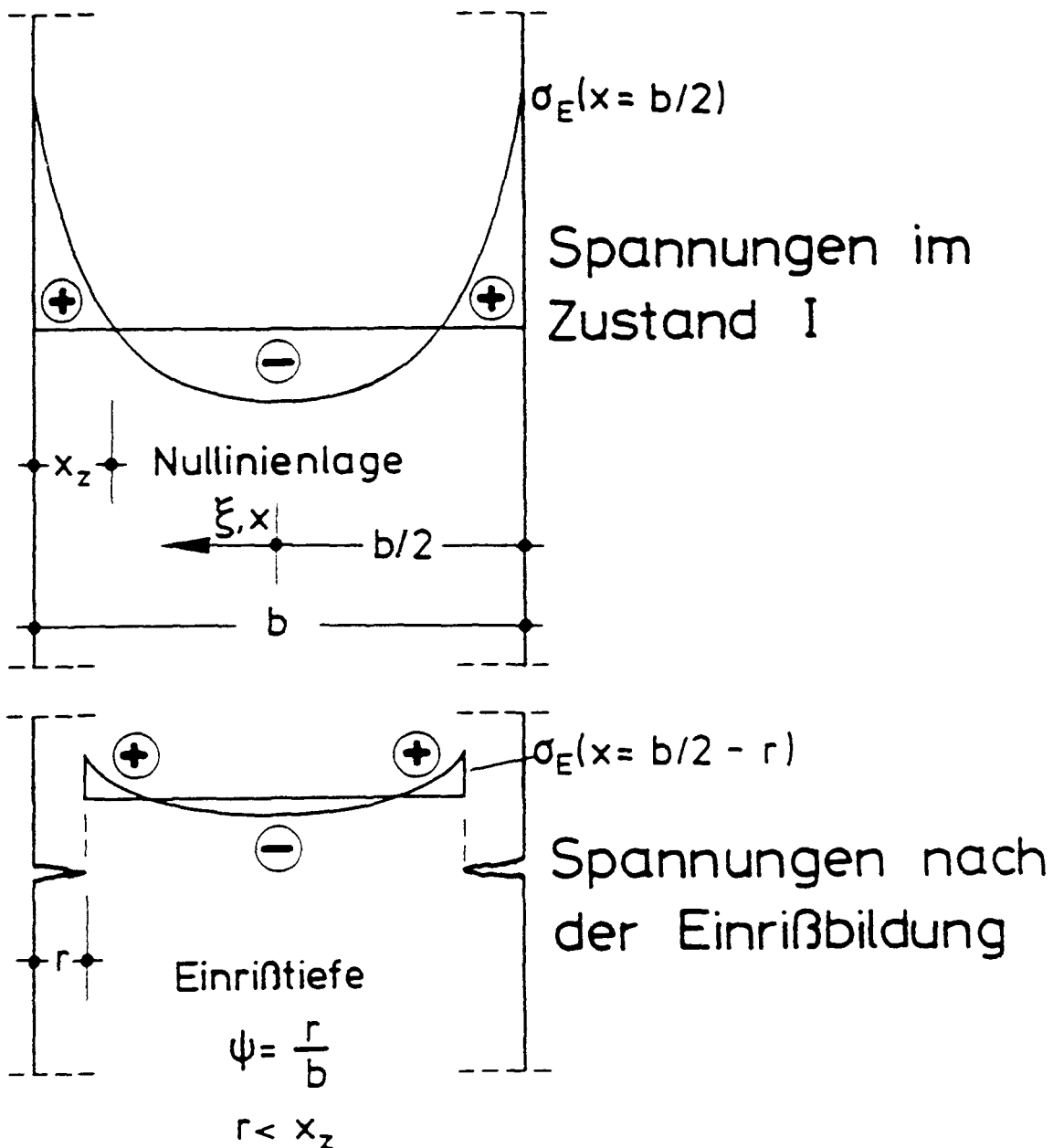


Abb. 3.1: Eigenspannungen und Einrisse bei beidseitiger Abkühlung einer Wand

3.2 Durchrisse infolge von Zwangsspannungen

Bei dicken Bauteilen ($d \geq 60$ bis 80 cm) erfolgt der Aufbau der Eigenspannungen rascher als jener der Zwangsspannungen. Einrisse entstehen vor Durch- bzw. Trennrissen. Bei dünnen Bauteilen sind die Eigenspannungen geringer und führen ggf. gar nicht zur vorlaufenden Einrißbildung. Gleichwohl ist generell vom gleichzeitigen Aufbau von Zwang- und Eigenspannungen auszugehen, wobei sich deren Entwicklungsgeschwindigkeiten und Größen abhängig von vielen Parametern im weiten Bereich bewegen können.

Gleichgültig, ob sich Eigenspannungen durch Einrisse entladen haben oder noch existieren, von großem Interesse ist der Durchreißmechanismus von jungem Beton bei wirklichkeitsnaher Erhärtungs- und Temperaturgeschichte. Weil der Reißmechanismus einer theoretischen Klärung schwer zugänglich ist, hat man Experimente durchgeführt. Hier sind an erster Stelle die Reißrahmenversuche von [1], [5] und [15], zu nennen, auf die im folgenden eingegangen wird.

Der Zusammenhang zwischen Betontemperatur und zugehöriger Längsspannung infolge Zwang läßt sich mit Abb. 3.2 beschreiben. Dabei wurde die Umgebungstemperatur T_1 nach zwei Zeitverläufen a und b geregelt. Nach einer anfänglichen Ruhephase I steigt die Betontemperatur im Stadium II langsam an. Druckspannungen entwickeln sich erst im Stadium III, ab der ersten Nullspannungstemperatur $T_{0,1}$. Zuvor ist eine meßbare Festigkeit noch nicht vorhanden. Am Übergang zum Stadium IV wird die Hydratationswärmeentwicklung vom Wärmeabfluß eingeholt, und es wird die maximale mittlere Betontemperatur $\max T_m$ erreicht. Zugspannungen entstehen ab der zweiten Nullspannungstemperatur $T_{0,2}$ (Stadium V). Diese liegt weit über $T_{0,1}$. Bei $T_{0,2}$ sind die Druckspannungen durch Temperaturrückgang und Relaxation vollständig abgebaut. Um die Verhältnisse in massigen Bauteilen nachzubilden, wurden die Versuchskörper ab dem Entschalzeitpunkt definiert langsam abgekühlt. Wie aus Abb. 3.3 hervorgeht, nimmt die Reißneigung mit der Bauteildicke zu, weil die zweite Nullspannungstemperatur anwächst. Andererseits wird durch den verlangsamten Temperatúrausgleich die Zugrelaxation gegenüber dünnen Bauteilen begünstigt. Zur Verminderung der Reißneigung wird eine möglichst niedrige zweite Nullspannungstemperatur angestrebt.

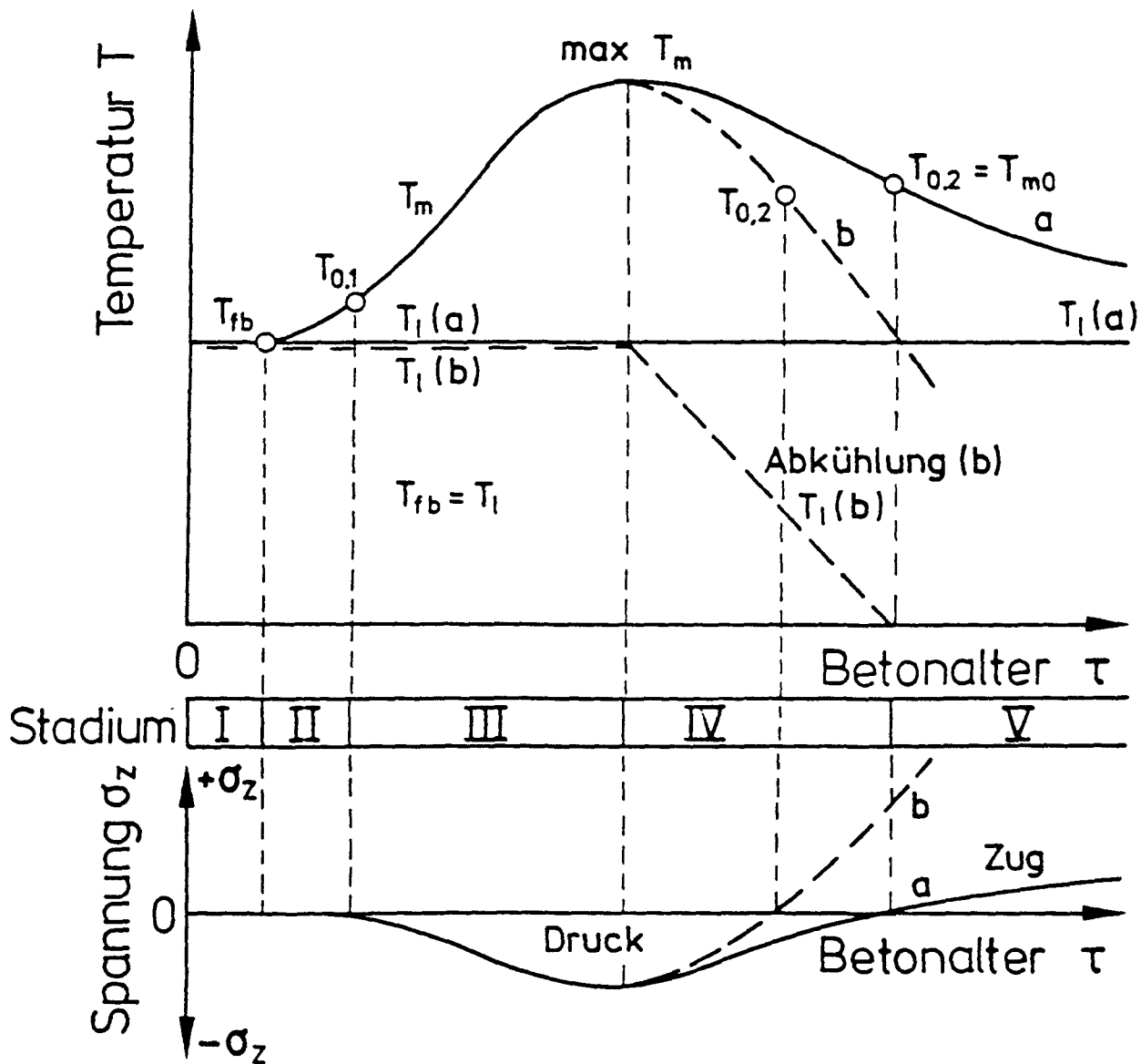


Abb. 3.2: Temperatur- und Zwangsspannungsverlauf unter definierten Abkühlbedingungen [5]

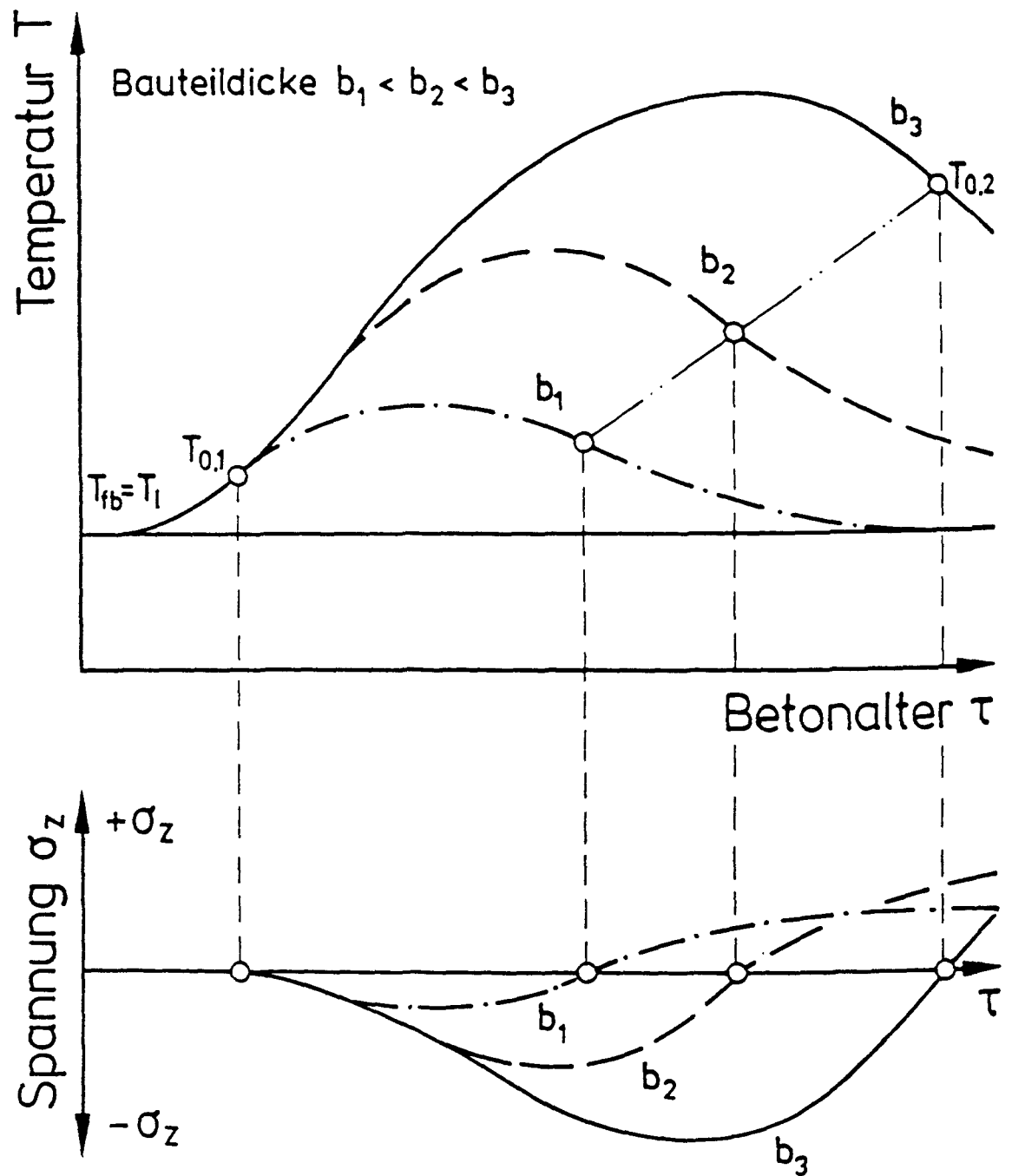


Abb. 3.3: Einfluß der Bauteildicke auf den Temperatur- und Zwangspannungsverlauf [5], schematisch

Die eben geschilderten Zusammenhänge gelten nur für den zentrisch gezwängten Betonstab. Sie können auch näherungsweise auf die beidseitig abkühlende Wand übertragen werden, wobei dann ein horizontaler Ersatzstreifen zu betrachten ist. Für den zentrisch gezwängten Stab mit symmetrischem Temperaturfeld beträgt die zwangerzeugende mittlere Stabdehnung mit Gl. (2.1)

$$\varepsilon_Z(t) = k(T_{m0} - T_m(t)) \alpha_T \quad (3.1)$$

wobei k den Behinderungsgrad darstellt: $0 \leq k \leq 1$. Die Dehnung setzt sich in die Zwangspannung bei monotonem Anstieg und für ein Superpositionsgesetz aus Dehnungsstufen wie folgt um:

$$\sigma_Z(t) = k \int_0^t \frac{\partial \varepsilon_Z(\tau)}{\partial \tau} E_Z(\tau) R(t, \tau) d\tau \quad (3.2)$$

mit $R(t, \tau)$ der altersabhängigen Relaxationsfunktion. Berücksichtigt man die Einrißbildung infolge Eigenspannungen, so ist die Berechnung der Zwangspannung auch im Rißquerschnitt unter Zugrundelegung der Bruchmechanik durchzuführen.

Für die beidseitig abkühlende Betonwand, die am unteren Wandfuß durch ein Fundament verschiebungs- und verdrehbehindert ist, liegen verwickeltere Zusammenhänge vor. Der Behinderungsgrad ergibt sich dort aus der Koppelung beider Bauteile (s. [19]).

4 VERSUCHSPROGRAMM

4.1 Modellvorstellung und Vorgehensweise

Wie bereits in Abschnitt 1.3 dargestellt wurde, umfasst das Ziel der Forschungsaufgabe die Beschreibung des Eigenspannungsaufbaus und der hieraus folgenden Einrißbildung in dicken Wänden im jungen Betonalter infolge des Abflusses der Hydratationswärme.

Die Bildung thermisch induzierter Rißbildung infolge von Eigen- und Zwangsspannungen erfordert im Versuch ein dickes Bauteil. Den Versuchen wird deshalb eine 1 m dicke Wand mit beidseitiger Auskühlung als Modell zugrunde gelegt, siehe Abb. 4.1, eindimensionaler Wärmestrom. Thermische Randeffekte wie Temperatursenken an Stirnflächen werden zunächst nicht betrachtet.

Zur analytischen Vorhersage der Rißbildung wird erforderlich, sowohl das zeitvariante Temperaturprofil über die Wanddicke infolge Abbindewärmeaufbau und -abfluß vor und nach dem Ausschalen als auch die daran gekoppelten mechanischen Eigenschaften des jungen Betons zu bestimmen. Zur Überprüfung der Theorie ist ein bausteinartig gegliedertes Versuchsprogramm erforderlich.

4.2 Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA

Die Berechnung der Temperaturentwicklung im ein- und dann ausgeschalten Bauteil im Zuge der Hydratation, erfordert die Kenntnis der adiabatischen Temperaturentwicklung. Letztere wurde für die Versuchsbetone, s. Tab. 4.1, im adiabatischen Kalorimeter bestimmt. Die Versuchsbetone wurden praxisnah zusammengesetzt.

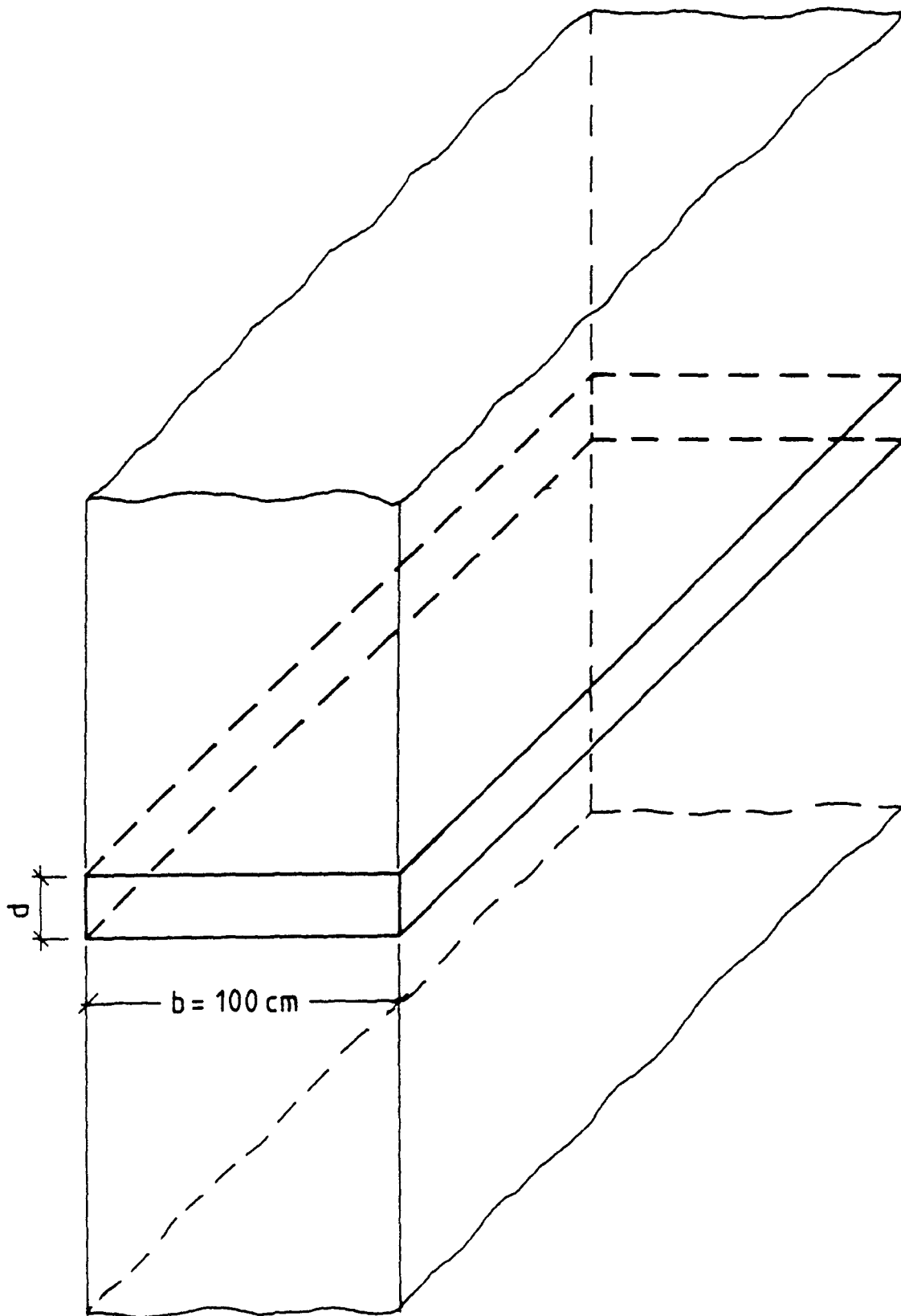


Abb. 4.1: Modell der Eigenspannungs- und Zwangsversuche

Bezeichnung	Zement		Zusatzstoff		Frischbeton- temperatur
	Art	Menge	Art	Menge	
-	-	kg/m ³	-	kg/m ³	°C
TA 1	HOZ35L NW/HS/NA	270	-	-	20
TA 2	PZ35F	260	EFA	42	20
TA 3	PZ35F	240	EFA	60	20
TA 4	PZ35F	300	-	-	20
TA 5	PZ35F	240	EFA	80	20
TA 51	PZ35F	240	EFA	80	10
TA 52	PZ35F	240	EFA	80	30
TA TU	PZ35F	320	EFA	30	24,0

Tabelle 4.1 Überblick über die Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA

4.3 Versuche zur Temperaturentwicklung in dicken Wänden TW

Die zeit- und ortsveränderliche Temperaturentwicklung im Bauteil kann mit der Fourier'schen DGL mit Wärmequellenglied finit berechnet werden. Die Ergiebigkeit der Wärmequelle liefern die Versuche TA. Damit sind zur Berechnung des Temperaturfelds Versuche prinzipiell überflüssig. Weil aber für die Berechnung wesentliche Annahmen zur Temperaturleitung, zu den thermischen Randbedingungen usw. getroffen werden, wurden die Versuche TW an Wandstreifen durchgeführt, um die Wirklichkeitsnähe der Rechnung zu überprüfen.

Hierfür wurden 1 m breite und 2 m lange Wandstreifen unterschiedlicher Höhe d untersucht, bei denen durch ober- und unterseitige sowie stirnseitige Wärmedämmung der eindimensionale Wärmestrom durch die schmalen Seitenflächen mit der Höhe d vor und nach dem Entschalen erzwungen wird, s. Tab. 4.2 und 4.3. Das Temperaturfeld wurde kontinuierlich registriert.

Bezeichnung	Abmessungen [cm]	Frischbetontemperatur [°C]
TW 1	200 x 100 x 50	20
TW 2	200 x 100 x 50	14
TW 3	200 x 100 x 16	20
TW 4	200 x 100 x 16	14

Tabelle 4.2 Versuche zur Temperaturentwicklung im Wandstreifen TW

Versuchs- gruppe	Prüfalter τ_e [h]	Bezeichnung	Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_z$ [°/oo/h]
Z 1	12	Z 111	0,002
		Z 120	0,2
		Z 130	20,0
Z 2	24	Z 210	0,002
		Z 212	0,02
		Z 220	0,2
		Z 230	20,0
Z 3	72	Z 310	0,002
		Z 320	0,2
		Z 330	20,0
Z 4	168	Z 413	0,002
		Z 420	0,2
		Z 430	20,0
Z 5	672	Z 514	0,002
		Z 512	0,02
		Z 520	0,2
		Z 522	0,2
		Z 530	20,0

Tabelle 4.3 Übersicht über die axialen Zugversuche Z

Die Versuche TW dienen aber noch einem weiteren Zweck. Sie liefern für die Versuche Z, ZK und ZR die Regelfunktion der mittleren Temperatur des Versuchskörpers, der in diesen Versuchen einen 16 cm breiten Ausschnitt (Zugzone der Eigenspannungen) aus der 1,0 m dicken Wand darstellt. Auf diese Weise kann den Versuchskörpern Z, ZK und ZR eine Temperatur entsprechend dem dicken Bauteil aufgezwungen werden.

4.4 Axiale Zugversuche

Zur Abschätzung des Verlaufs und der Größe der Eigenspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter infolge beidseitiger Abkühlung sowie zur Erfassung des Einreißvorganges ist die Kenntnis der alters- und temperaturabhängigen Entwicklung der mechanischen Werkstoffeigenschaften ab einem Alter von rund 12 h erforderlich. Deshalb wurden Zugversuche, Kerbzugversuche und Zugrelaxationsversuche bei Simulation der Prüfkörpertemperatur entsprechend der Bedingung in Massenbeton durchgeführt.

4.4.1 Verformungsgeregelte Zugversuche Z an jungem Beton

Das Kraftverformungsverhalten jungen Betons bei zentrischem Zug wurde bei einer Temperaturbedingung untersucht, die für die Randzone einer massigen Wand zutrifft. Dazu wurde der Versuchskörper - einem ausgewählten TW-Versuch nach Abschn. 4.3 entsprechend - mit der Randzonentemperatur $T_{rm}(t, \tau_e)$ beaufschlagt. Im Prüfalter τ_e wurde der Versuchskörper bei konstanter Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_z$ mit der Zugspannung σ_z beansprucht. Das Prüfalter τ_e und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_z$ wurden entsprechend dem Versuchsprogramm in Tab. 4.3 in weitem Bereich variiert, um aus der Beziehung $\sigma_z[\epsilon_z, \dot{\epsilon}_z, \tau_e]$ die Verformungsmodule M_e und M_{vis} ableiten zu können.

4.4.2 Zugrelaxationsversuche ZR

Das Zugrelaxationsvermögen von jungem Beton wurde entsprechend der Übersicht in Tab. 4.4 untersucht. Die Prüfkörpertemperatur wurde so gewählt, daß sie für Massenbeton zutraf.

Versuchsgruppe	τ_e [h]	Bezeichnung	$\sigma_{z0}/\beta_Z(\tau_e)$
Z 2	24	Z 2 R 1	0,5
		Z 2 R 2	0,7
		Z 2 R 3	0,9
Z 3	72	Z 3 R 1	0,5
		Z 3 R 2	0,7
		Z 3 R 3	0,9
		Z 3 R 4	0,9
Z 4	168	Z 5 R 1	0,5
		Z 5 R 2	0,5
		Z 5 R 3	0,9

Tabelle 4.4 Übersicht über die Zugrelaxationsversuche ZR

4.4.3 Axiale Zugversuche mit Kerbe ZK

Die gekerbten Zugversuche dienen zur Messung der Rißerweiterungskraft G_i in jungem Beton. Das Prüfalter τ_e und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_Z$ wurden entsprechend der Übersicht in Tab. 4.5 variiert.

Versuchsgruppe	τ_e [h]	Bezeichnung	$\dot{\epsilon}_Z$ [°/oo/h]
Z 2	24	Z 2 k 21	0,2
		Z 2 k 22	0,2
		Z 2 k 31	2,0
		Z 2 k 32	2,0
Z 4	168	Z 4 k 21	0,2
		Z 4 k 22	0,2
		Z 4 k 31	2,0
		Z 4 k 32	2,0

Tabelle 4.5 Übersicht über die Kerbzugversuche ZK

4.5 Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW

Die vorstehend beschriebenen Versuche dienen als Grundlage für die Bildung einer Theorie zur Eigenspannungsrißbildung sowie zum Einfluß von Eigenspannungsrisen auf die Zwangrißbildung. Eine solche Theorie muß anhand geeigneter Bauteilversuche geprüft werden. Die in Tab. 4.6 aufgeführten Hauptversuche dienten diesem Ziel.

Versuchs- bezeichnung	Ausschalt- zeitpunkt τ_e [h]	Beweh- rungsgrad μ [%]	Zwangauf- bauzeit τ_z [h]	Dehnge- schwindigkeit $\dot{\epsilon}_z$ [°/oo]
EW 1	12	-	168	0,2
EW 2	24	-	168	0,2
EW 3	72	-	168	0,2
EW 4	144	-	168	0,2
EW 5	24	0,283 [4Ø12]	168	0,2
EW 6	24	-	28	0,02

Tabelle 4.6 Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW

Das Modell, der Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand, wurde ab einem bestimmten Zeitpunkt τ_e , dem Ausschaltzeitpunkt, beidseitig abgekühlt, so daß ein ebenes, eindimensionales und symmetrisches Eigenspannungsfeld entstand. Die Fortsetzung der Wand nach oben und unten wurde durch Wärmedämmung thermisch simuliert. Im Anschluß an den Eigenspannungsversuch wurde jeder Versuchskörper einem zentrischen Zug unterworfen, um hierdurch die reale Schwächung des Querschnitts durch Einrisse festzustellen.

Zur Erzeugung von Eigenspannungen und von Einrissen nach dem Ausschalen wurden die Schmalseiten des Wandausschnitts durch einen definierten Temperaturschock abgekühlt.

5 TECHNIK DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN

5.1 Aufbau der Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA

Das in Abb. 5.1 im grundsätzlichen Aufbau dargestellte Kalorimeter wurde zur Messung der adiabatischen Temperaturerhöhung von Betonen unterschiedlicher Rezeptur in Anlehnung an [35] erstellt. In der Mitte des isolierten Kalorimetergehäuses befindet sich die Betonprobe in einem Gefäß. Das Gefäß steht auf isolierten Stützen in einem Schutzgefäß. Die Dämmzone zwischen dem eigentlichen Probengefäß und dem Schutzgefäß hemmt den Wärmefluß, der wegen praktisch nicht vermeidbarer, geringer Temperaturdifferenzen zwischen Probe und Umgebung stattfindet. Die Temperatur der Schutzgefäßwandung wird mittels flüssigkeitsgefüllter Heiz- bzw. Kühlrohrschlangen der jeweils in der Betonprobe herrschenden Temperatur angepaßt. Die hierfür erforderliche zuverlässige und empfindliche Einrichtung besteht aus einem elektronisch arbeitenden Temperaturfühler PT 100 mit analoger Sollwertausgabe und einem kryostatgeregelten Wasserkreislauf. Messung und Registrierung der adiabatischen Temperaturerhöhung erfolgen durch einen weiteren elektronischen Temperaturfühler in Verbindung mit einem Linienschreiber. Die Widerstandstemperturfühler sind in ein Schutzrohr mit Paraffinfüllung eingebettet. Durch eine gute Abdichtung der Schutzgefäße und der Schutzrohre wird der Verdunstung von Betonwasser und der damit verbundenen Energieabgabe vorgebeugt.

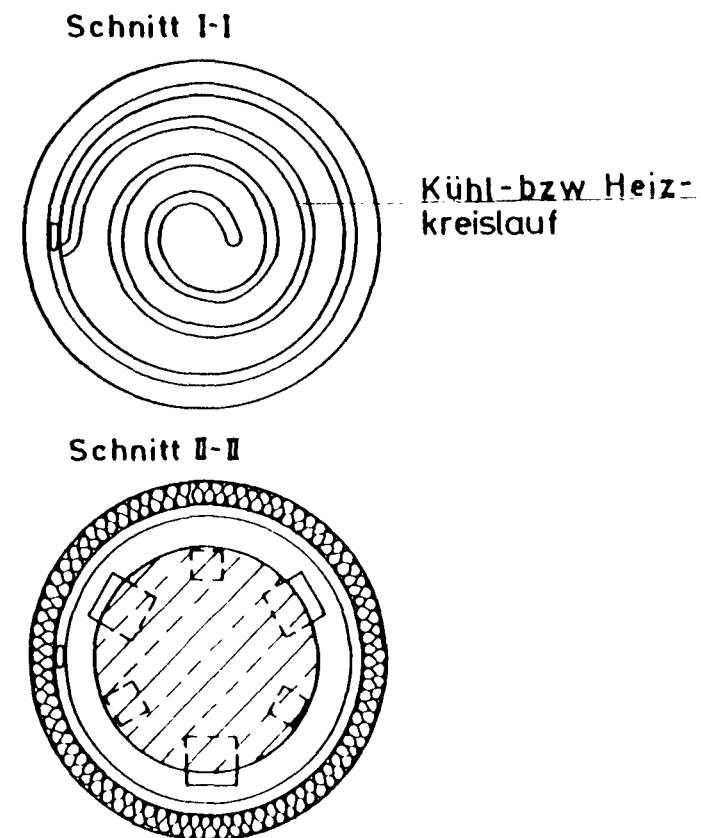
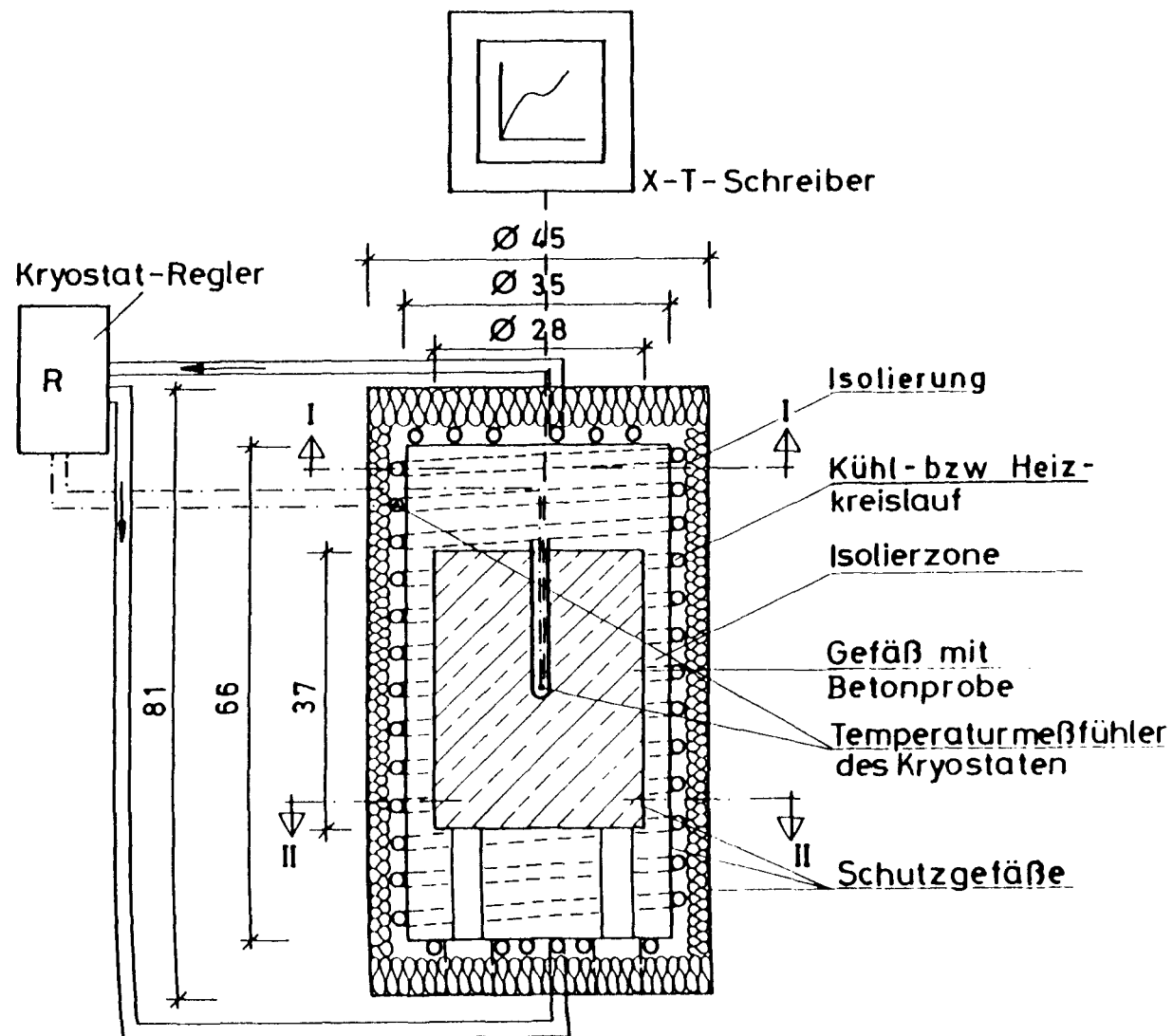


Abb. 5.1: Versuchseinrichtung zur Messung der adiabatischen Temperaturerhöhung von Betonen

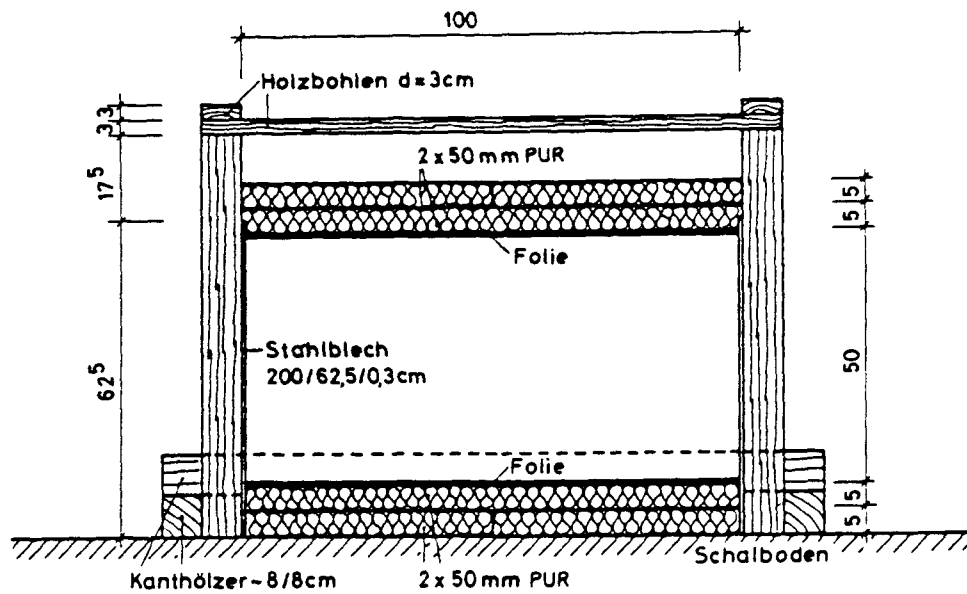
5.2 Aufbau der TW-Versuche

Die Versuchskörper stellen scheibenförmige Ausschnitte aus dicken, an ihren beiden Flächen abkühlenden Wänden dar. Die Scheibenlänge wurde gegenüber der Wanddicke ausreichend groß gewählt, damit ein genügend großer innerer Bereich thermisch unbeeinflusst von den Plattenenden blieb. Dagegen sollte die Scheibenhöhe möglichst klein gegenüber der Wanddicke sein, damit die Behinderung der Temperaturverformung in Richtung Plattenhöhe möglichst klein blieb und die Annahme eines ebenen Spannungszustandes gerechtfertigt ist. Wie in Abb. 5.2 und Abb. 5.3 dargestellt, unterscheiden sich die gewählten Abmessungen lediglich in der Höhe. Dadurch wird der Einfluß der unterschiedlichen Temperaturverläufe und -gradienten erfaßbar, die durch Wärmeverluste durch die Polyurethanschaumplatten entstehen. Die Seitenschalungen bestehen aus 3 mm dickem Stahlblech.

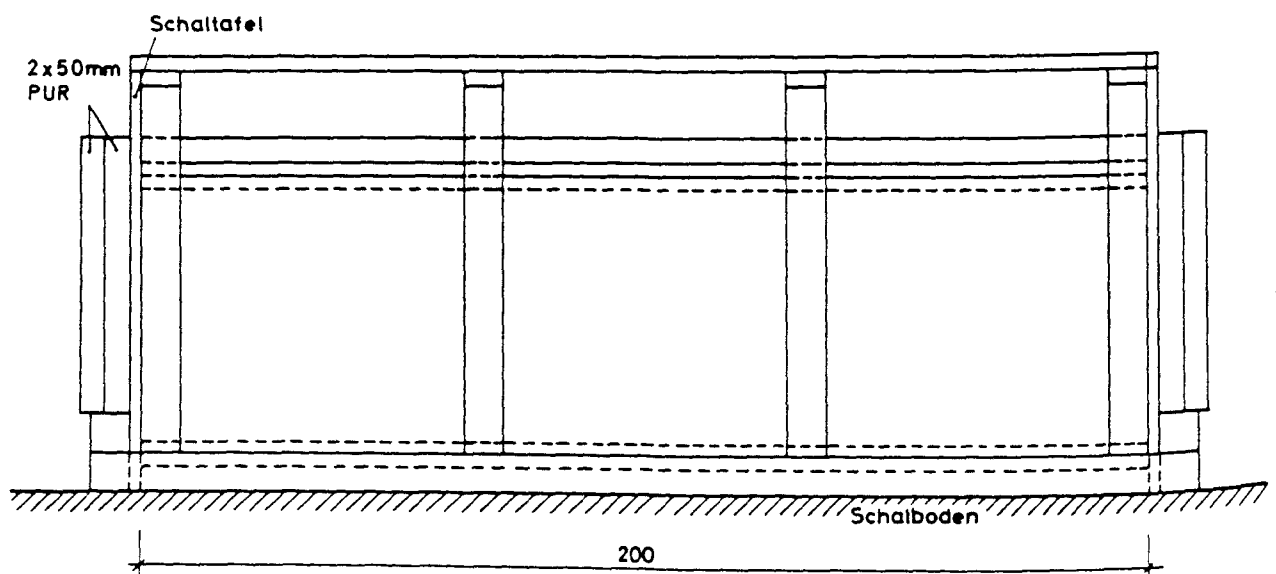
Die Versuchskörper wurden bei unterschiedlichen Klimabedingungen hergestellt, um die Temperaturentwicklung für Sommer- bzw. Winterverhältnisse zu simulieren. Die unterschiedlichen Frischbetontemperaturen, für TW 1 und TW 3 $T_0 = 20\text{ °C}$ bzw. für TW 2 und TW 4 $T_0 = 14\text{ °C}$, wurden durch das Temperieren von Zuschlag, Wasser und Zement eingestellt. Die Lufttemperatur wurde bei TW 1 und TW 3 zu $T_1 = 20\text{ °C}$ bzw. bei TW 2 und TW 4 zu $T_1 = 5 - 15\text{ °C}$ eingestellt.

Die Temperaturmessung erfolgte mit Eisenkonstantan-Thermoelementen unter Einsatz einer Solarthron-Vielstellen-Meßanlage im Stundenrhythmus. Der Instrumentierungsplan (Abb. 5.4 und Abb. 5.5) zeigt die Meßstellen.

Durch PE-Folien auf der Ober- und Unterfläche der 1 m breiten Scheibe wird die Austrocknung des Betons verhindert.

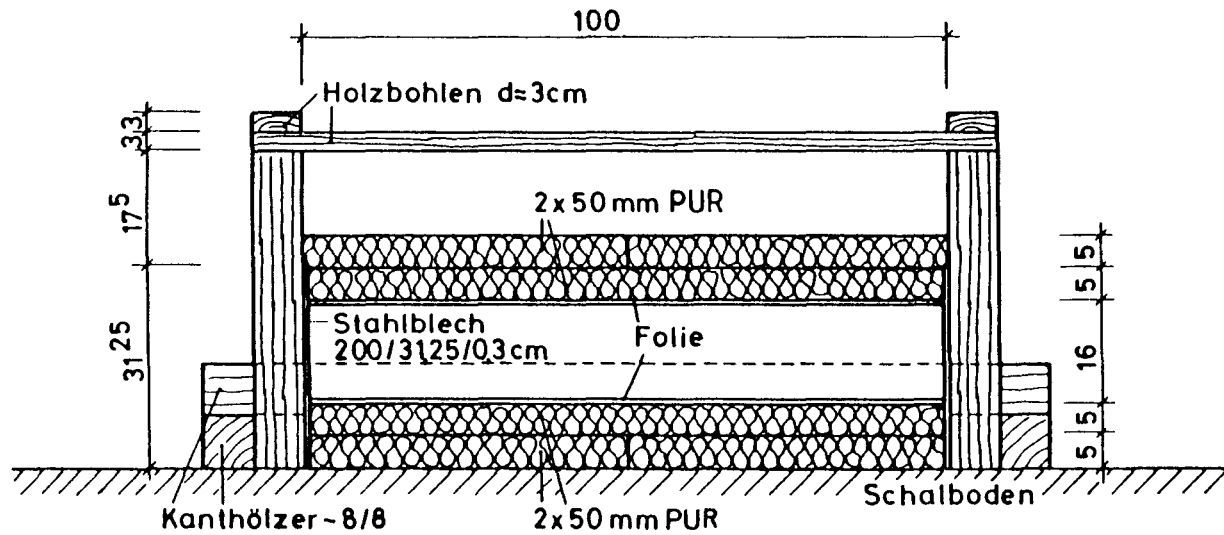


Schnitt

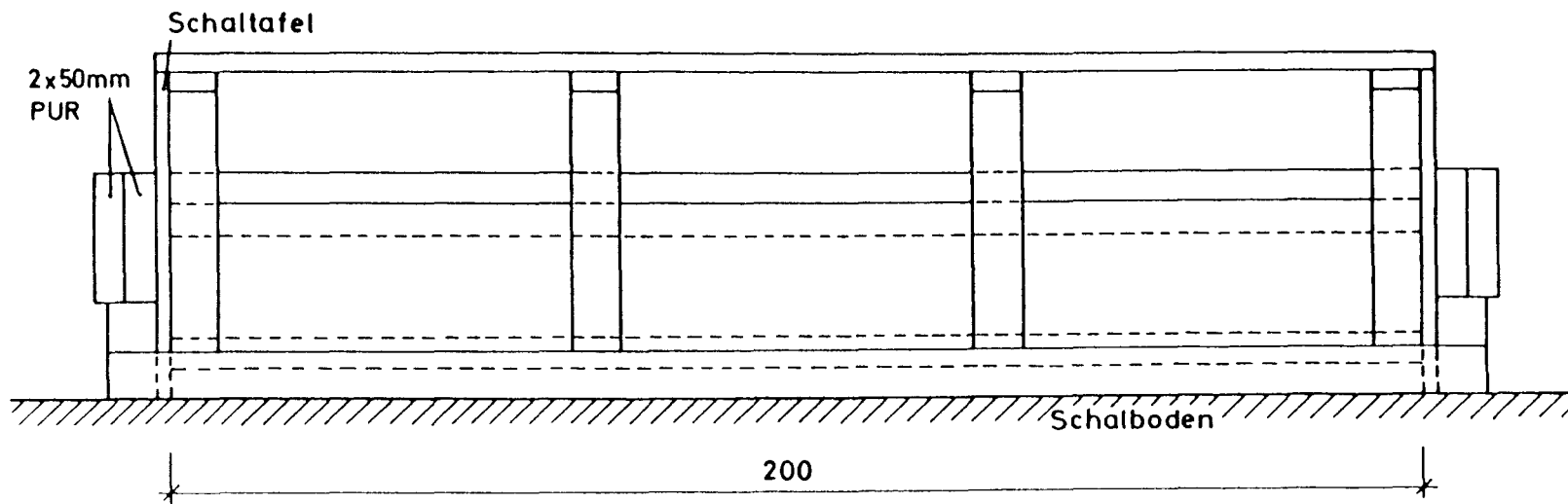


Ansicht

Abb. 5.2: Versuchkörperaufbau für TW 1 und TW 2



Schnitt



Ansicht

Abb. 5.3: Versuchskörperaufbau für TW 3 und TW 4

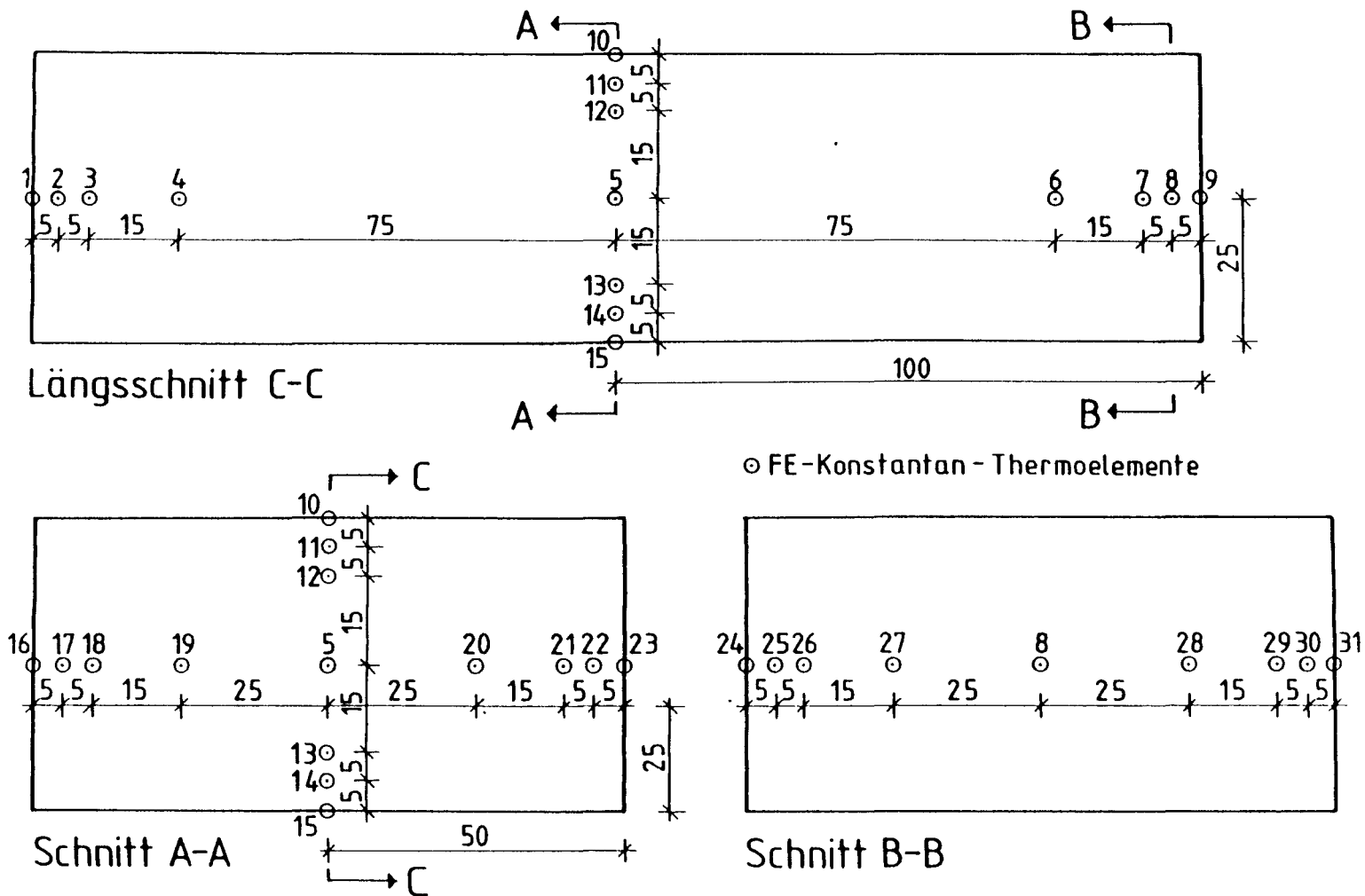


Abb. 5.4: Temperaturmeßstellen der Versuchskörper TW 1 und TW 2

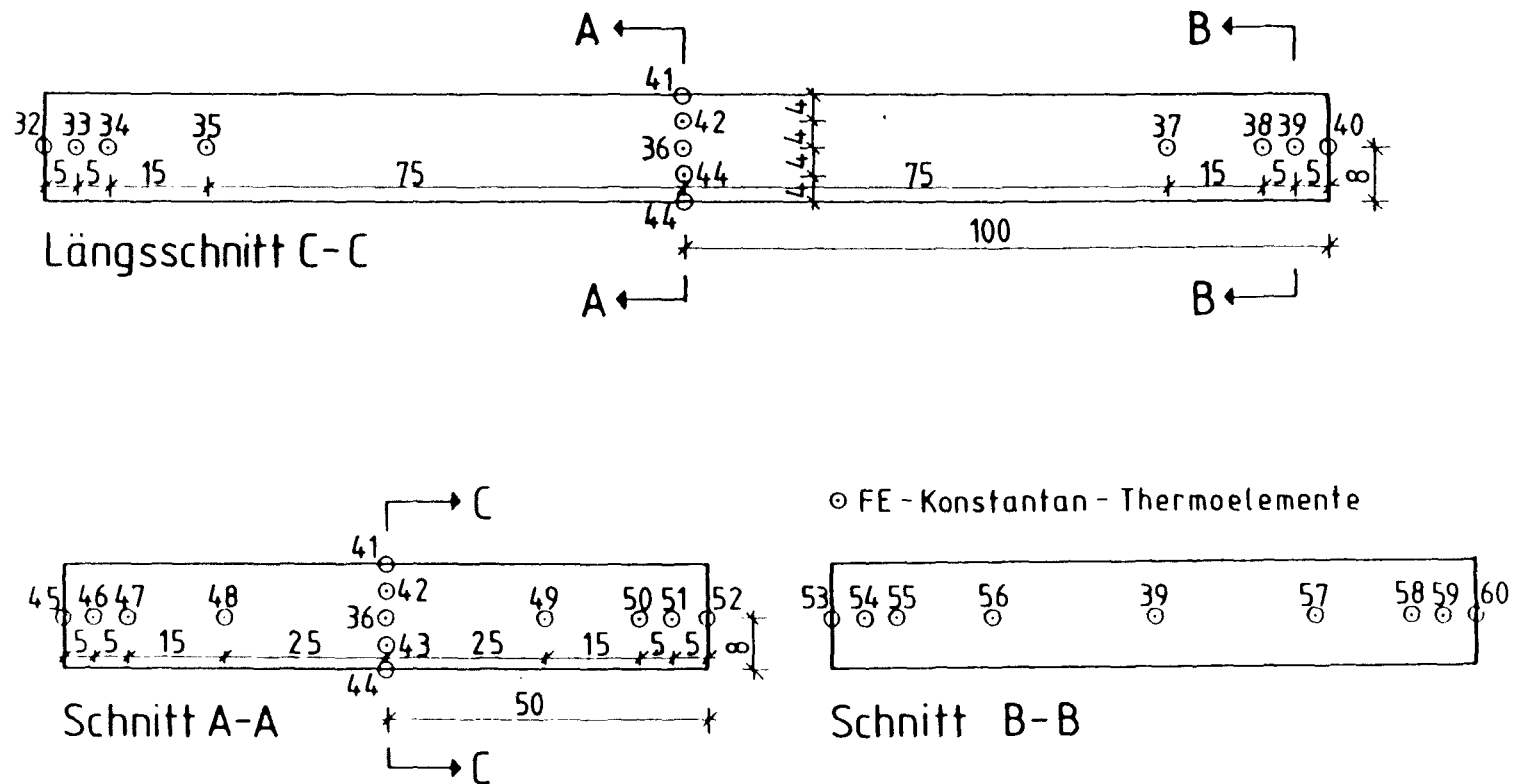


Abb. 5.5: Temperaturmeßstellen der Versuchskörper TW 3 und TW 4

5.3 Einrichtung der axialen Zugversuche Z und der Zugrelaxationsversuche ZR

5.3.1 Versuchsrahmen, Meß- und Regeleinrichtung

Für diese Versuche war die Entwicklung einer eigenen Zugprüfeinrichtung erforderlich, denn die verfügbaren Universalprüfmaschinen lassen die Variation der Dehngeschwindigkeit im gewünschten weiten Bereich (1 : 10 000) für die extrem kleinen Wege (< 1 mm) nicht zu. Die gewählte Zugprüfeinrichtung (Abb. 5.6) besteht aus einem geschweißten Rahmen, an den die Zugeinrichtung angeflanscht ist. Als Zugeinrichtung dienen ein vorgespanntes Spindelhubgetriebe mit Kugelumlaufverlagerung und ein feinteiliger Schrittmotor mit einer Teilung von 1/1000 Umdrehung. Zwischen den Schrittmotor und das Getriebe wurde eine Zahnriemenkupplung mit achtfacher Untersetzung geschaltet. Die Zahnriemenkupplung und eine weichelastische Schrittmotorlagerung sorgen für eine gute mechanische Dämpfung der relativ harten Schrittschaltungen des Motors. Der Motor wird von einer Konstantstromsteuerung mit Beschleunigungsrampenschaltung angesteuert.

Der Regelkreis (Abb. 5.7) wird über einen CBM Rechner mit V 24 Schnittstelle und einer Eingabe-Ausgabesteuerung (EAS), über die das temperaturkompensierte Längenänderungsmeßsignal eingelesen wird, geschlossen. Über die EAS werden außerdem die Kraftsignale eingelesen und die digital gespeicherten Temperaturen an den Kryostaten ausgegeben.

Zur Kontrolle werden die Kraft-, Längenänderungs- und Temperatursignale auf einem mehrkanaligen Zeit-Linien-Schreiber aufgezeichnet.

Die Längenänderungssignale werden über gekapselte DMS mit einer Meßbasis von 120 mm gemessen. Dabei gewährleistet der unbelastete, identische Kompensationskörper die zuverlässige Eliminierung der lastunabhängigen Dehnungen infolge Temperatur, Schrumpfen, Frühschwinden, usw.

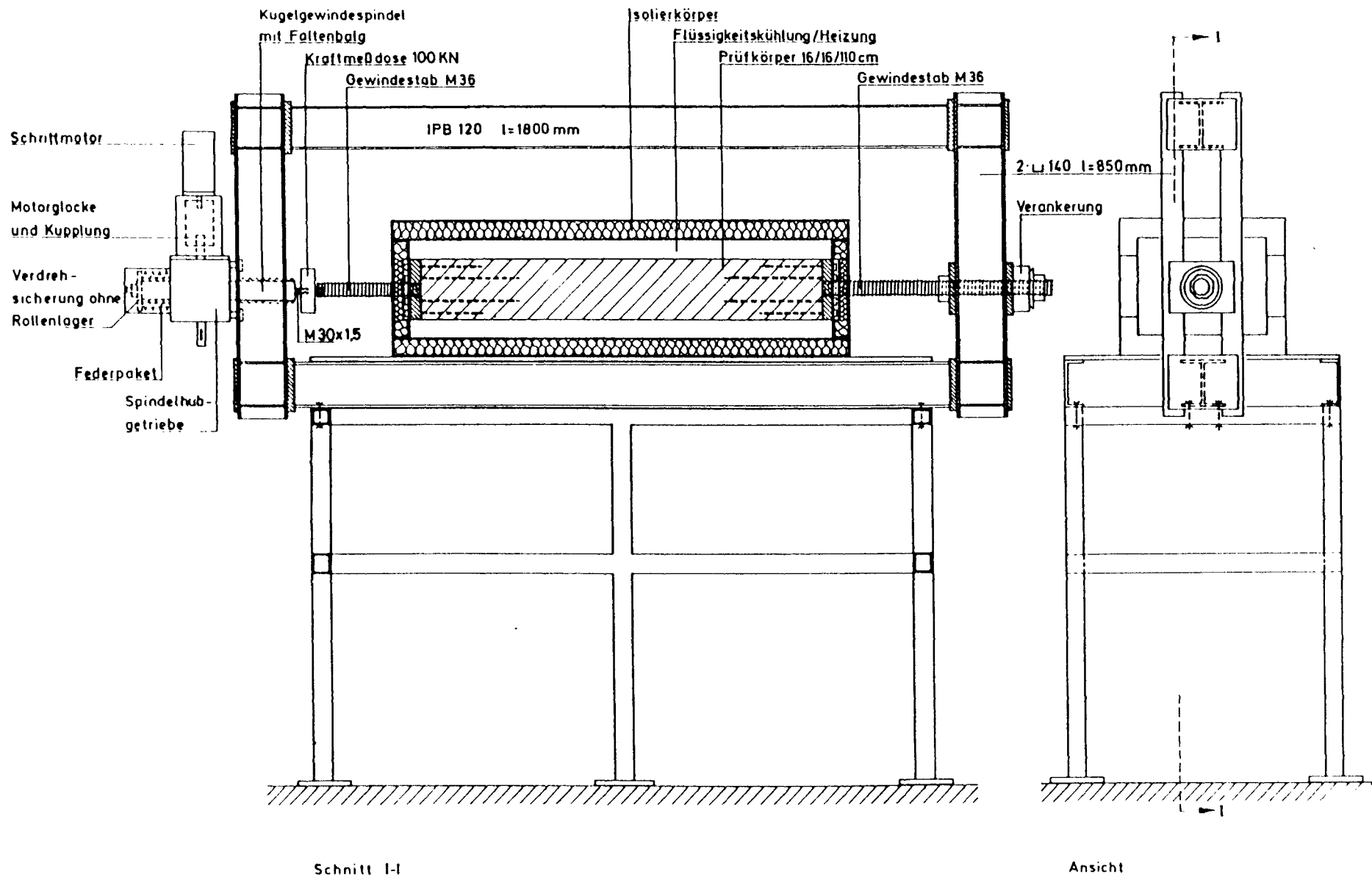


Abb. 5.6: Versuchseinrichtung für die axialen Zugversuche Z und Zugrelaxationsversuche ZR

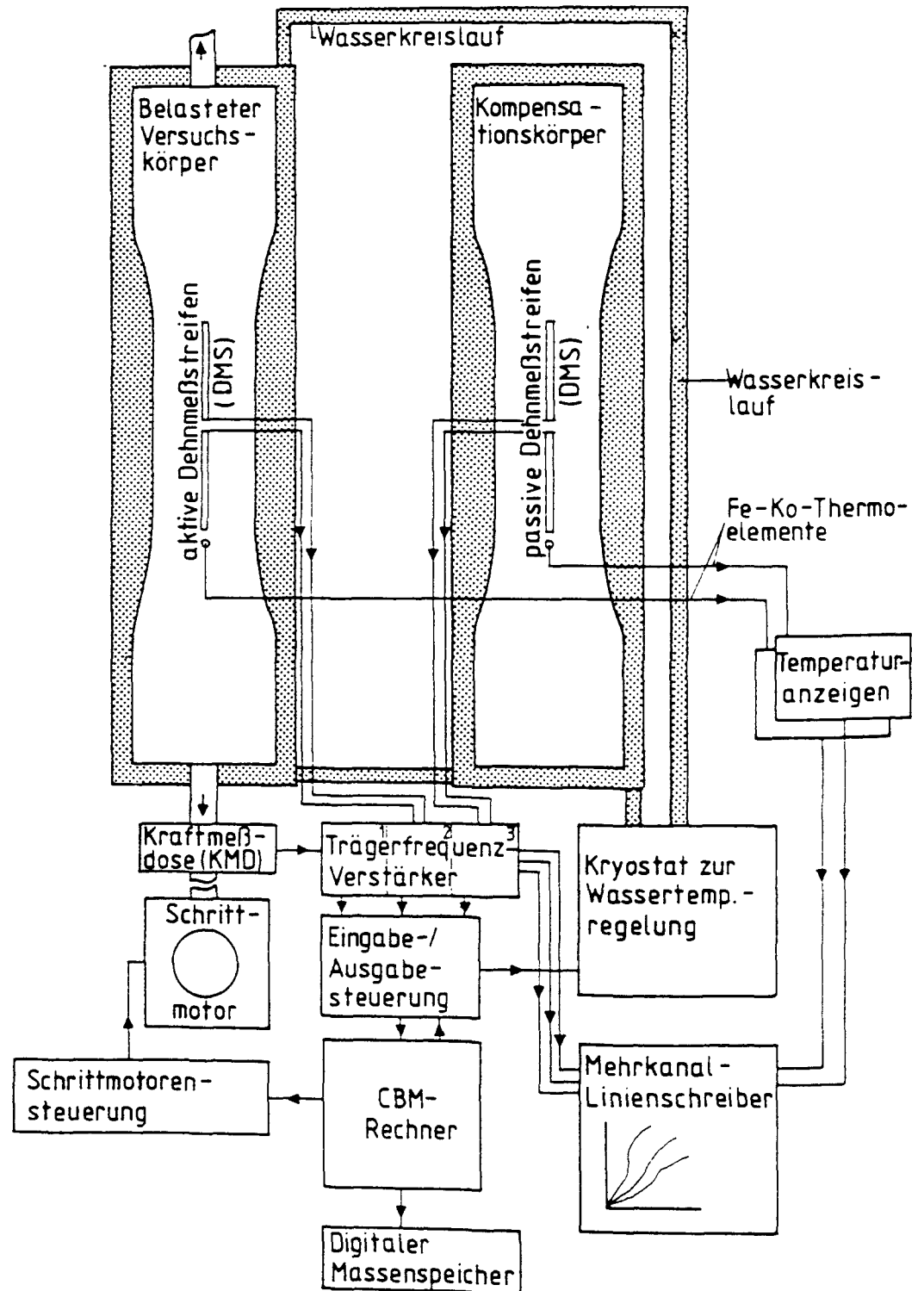


Abb. 5.7: Schematische Darstellung der Meß-, Steuer- und Regelkreisläufe der Z- und ZR-Versuche

Der Wasserkreislauf, der beide Versuchskörper in doppelwandigen, rostfreien Stahlschalungskörpern vollständig umfließt, wird durch einen Kryostaten mit einer maximalen Temperaturabweichung von 1/10 K temperaturgesteuert.

5.3.2 Versuchskörper und Schalung

Die im Zugrahmen waagrecht angeordneten Versuchskörper besaßen die in Abb. 5.8 dargestellte Form. Der maßgebende Mittenquerschnitt mit $160 \times 160 \text{ mm}^2$ stellt den Randbereich der in den Hauptversuchen verwendeten Wandstreifen dar. Um schon im jüngsten Alter von 12 Stunden eine weitgehend zwängungsfreie Krafteinleitung zu erreichen, wurden die Versuchskörperenden in zwei Übergangsbögen auf $250 \times 160 \text{ mm}^2$ Querschnittsfläche verbreitert. Die Krafteinleitung erfolgte über jeweils 10 in der Länge gestaffelte Gewindestangen, die schon vor dem Betonieren mit den 30 mm dicken Ankerplatten kraftschlüssig verschraubt worden waren.

Zur Verminderung der Haftung und Reibung an der Stahlschalung, sowie zur Unterbindung von Schwinderscheinungen, wurde die Betonierform allseitig mit einer Polyäthlenfolie ausgelegt. Die Zugkrafteinleitung erfolgte über spielfrei verschraubte Stäbe $\varnothing 36 \text{ mm}$, deren minimaler Querschnitt in den Anschlußbereichen $\sim 700 \text{ mm}^2$ betrug. Da der Versuchskörper im Zugrahmen gut zentriert werden konnte, und um jeglichen Schlupf zu unterbinden, wurde die Zugachse kraftschlüssig mit dem Zugrahmen und der Getriebeachse verschraubt. Wie die Versuchsergebnisse zeigten, wurde eine weitgehend zentrische Belastung erreicht.

Der Hohlraum der doppelwandigen Edelstahlschalung wurde labyrinthähnlich ausgebildet, um eine gleichmäßige Temperatur am gesamten Versuchskörperumfang zu gewährleisten. Die Schalung und die Anschlußschläuche erhielten außenseitig eine genügende Wärmedämmung, um Temperaturverluste und damit Regelungenauigkeiten zu minimieren. Die maximale Temperaturdifferenz zwischen dem Ein- und Auslauf des gesamten Schalungskreislaufes betrug 0,1 K.

5.4 Einrichtung der Kerbzugversuche ZK

In Vorversuchen erwies sich die in Abschn. 5.3 beschriebene Zugprüfeinrichtung für die Kerbzugversuche als ungeeignet. Mangelnde Steifigkeit der Prüfeinrichtung sowie regeltechnische Probleme waren hierfür verantwortlich; die verformungsgeregelte Steuerung des Versuchs im Nachbruchbereich war nicht möglich.

Deshalb wurde bei den Kerbzugversuchen auf eine mechanische Universalprüfmaschine mit 500 kN Nennlast zurückgegriffen. Die Beschaffenheit der Prüfmaschine und die Vorlagerungsbedingungen der Versuchskörper erforderten andere Prüfkörperabmessungen als jeweils bei den Z- und ZR-Versuchen Verwendung fanden.

Die Kerbzugversuche wurden an unbewehrten Zugkörpern entsprechend Abb. 5.9 mit den Abmessungen $80 \times 160 \times 360 \text{ mm}^3$ durchgeführt. Die Kerbe wurde als ca. 3 mm breiter Sägeschnitt mit 20 mm Tiefe ausgeführt. Jeweils drei Versuchskörper wurden in einer Stahlschalung betoniert. Die eingeschalteten Versuchskörper wurden ab der Herstellung bis unmittelbar vor den Prüftermin in einem entsprechend Abschn. 5.3 temperaturgesteuerten Wasserbad gelagert.

Um einen möglichst steifen Anschluß des Versuchskörpers an die UPM zu erreichen, wurde er an seinen Stirnflächen (Abb. 5.10) vollflächig an Ankerplatten geklebt. Die Ankerplatten waren bereits vor dem Verkleben in der UPM spielfrei verschraubt worden. Die parallel geführte, sehr fein steuerbare Fahrtraverse der UPM und das exakte Zentrieren des Versuchskörpers in der UPM vor dem Verkleben erlaubten diese gelenkfreie Krafteinleitung.

Die Versuchssteuerung erfolgte über zwei im Kerbquerschnitt angeklebte induktive Wegaufnehmer (Meßbasis, $l_0 = 30 \text{ mm}$, Meßbereich $0,5 \text{ mm MST1}$; s. Abb. 5.9) und den in die UPM integrierten Regelverstärker mit Rampengenerator. Die Verformung wird der Probe über den weggeregelten, servomechanischen Antrieb über eine vorgespannte Kugelumlauf Lagerung spielfrei aufgezwungen. Die Massenträgheit der Prüfmaschine bedingte die Beschränkung auf zwei Verformungsgeschwindigkeiten: $\dot{\epsilon}_{\min} = 0,2 \text{ } \text{‰}/\text{h}$ und $\dot{\epsilon}_{\max} = 2,0 \text{ } \text{‰}/\text{h}$ (Verhältnis 1 : 10). Zur Kraftmessung diente die in die Fahrtraverse eingebaute Kraftmeßdose (max Kraft 500 kN , kleinster Meßbereich 2 kN bei max $1 \text{ } \%$ Meßfehler).

5.5 Aufbau der Eigenspannungsversuche EW

Zur Untersuchung des Eigenspannungsrißverhaltens bei Temperaturspannungszuständen in Betonkörpern wurden 6 EW-Versuche durchgeführt.

5.5.1 Versuchskörper EW und Bewehrung

Die Versuchskörper EW 1 bis 6 (Abb. 5.11), die einen Ausschnitt einer 1 m dicken Wand darstellen, hatten die Abmessungen $388 \times 100 \times 16 \text{ cm}^3$. Die Meßlänge betrug 200 cm . Die Kraft- und Wärmeeinleitungsbereiche betrugen daran anschließend 94 cm . Als Einleitungsbewehrung (Abb. 5.12) dienten 2 Lagen - Gewindestangen mit gestaffelter Länge - die an Ankerbarren angeschraubt wurden. Auf diese Weise wurde eine einfach austauschbare, kraftschlüssige Verbindung mit den Ankerplatten erzielt. Der Versuchskörper EW 5 erhielt zusätzlich $2 \text{ } \varnothing 12 \text{ BSt 420 S}$ je Schmalseite als durchgehende Bewehrung. Diese wurde an den Enden über ein Gewinde $M 10$ mit den Endankerplatten verbunden.

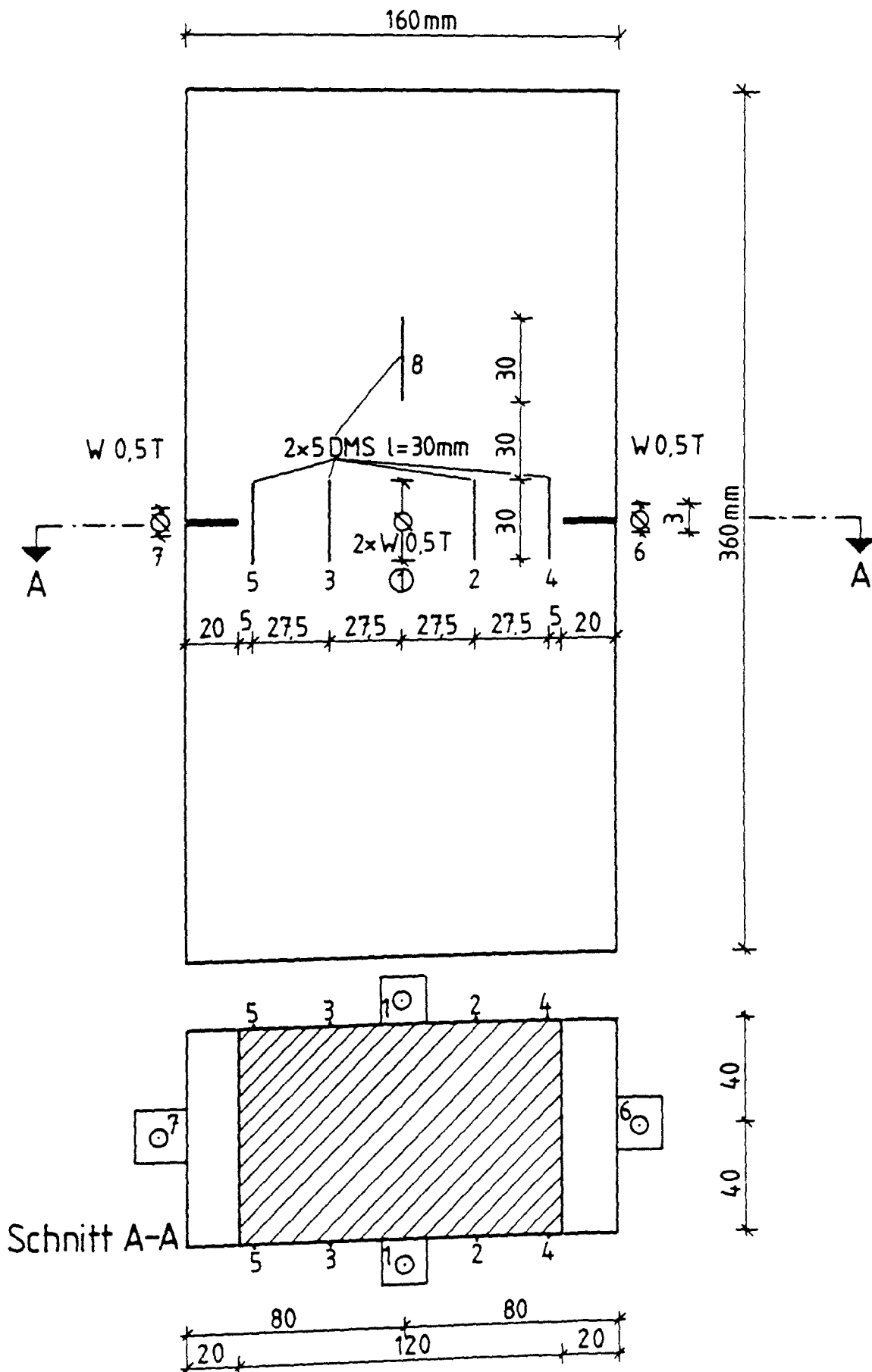


Abb. 5.9: Versuchskörper und Instrumentierungsplan der ZK-Versuche

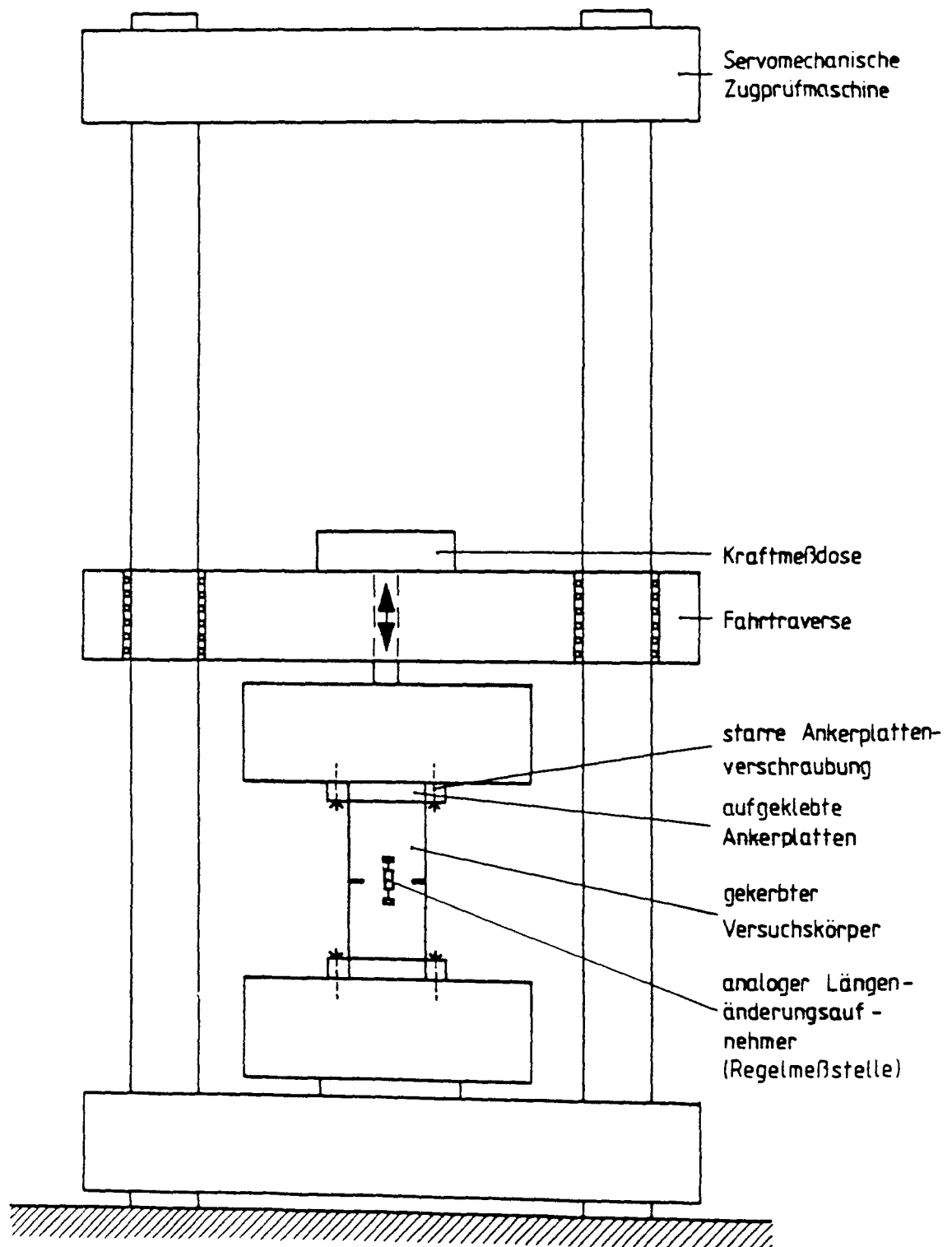


Abb. 5.10: Versuchsaufbau der ZK-Versuche

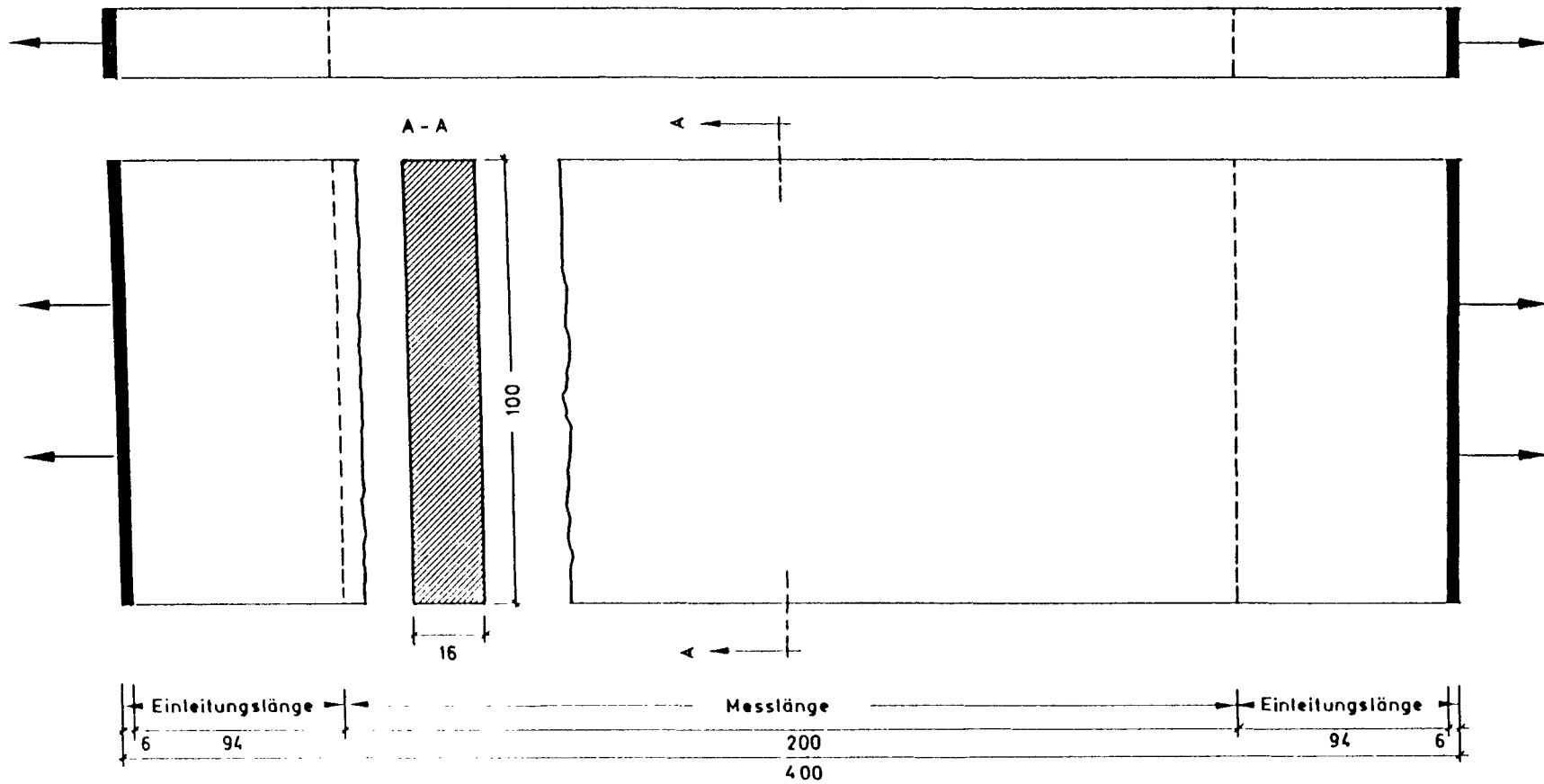


Abb. 5.11: Versuchskörper EW 1 - EW 6

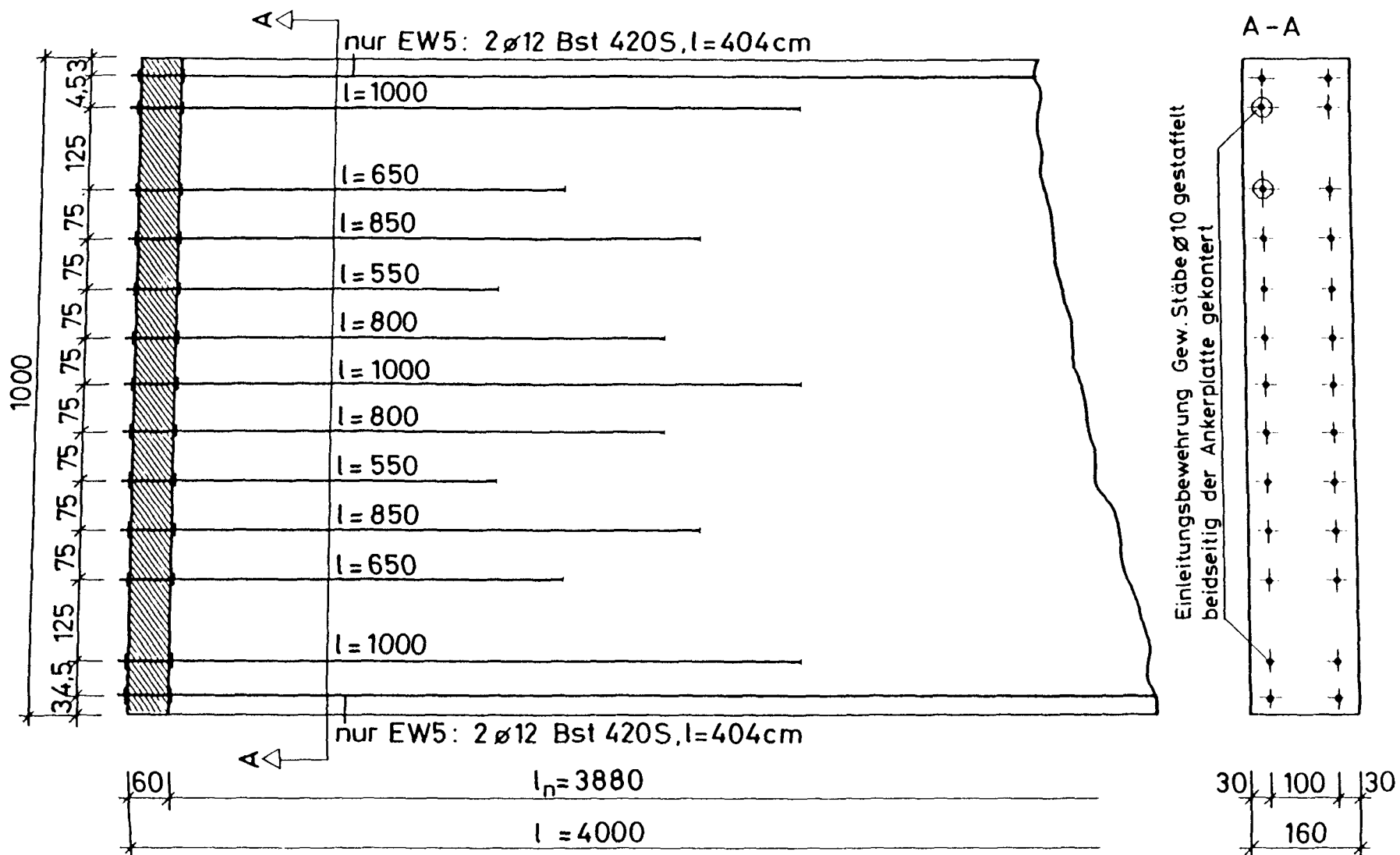


Abb. 5.12: Einleitungsbewehrung und Zugbewehrung der Versuchskörper EW 1 - EW 6

5.5.2 Betonierform und Wärmedämmung

Da Betonscheiben mit den verwendeten Abmessungen in jungem Alter nicht ohne Gefahr der Beschädigung transportiert werden können, wurden die Versuchskörper direkt im späteren Versuchsrahmen hergestellt.

Die Grundplatte der Betonierform (Abb. 5.13) war eine Schalplatte (22 mm), die sich über Kanthölzer (8 x 8 cm) auf den Spannbetträgern abstützte. Auf die Schalplatte wurden zur Wärmedämmplatten PUR-Hartschaumplatten 2 x 50 mm aufgelegt. Die druckfesten, glatten PUR-Hartschaumplatten wurden zur Verringerung von Reibung und zur Verhinderung von Feuchtigkeitsverlusten mit einer PE-Folie (0,1 mm) belegt.

Die Seitenschalungen bestanden aus Stahlhohlkastenquerschnitten (180 x 80 x 4 mm), die an den Versuchskörperenden mit den Ankerplatten verbunden wurden. Die Stahlschalungen wurden innenseitig mit PE-Folie abgedeckt und außenseitig rundum mit Hartschaumplatten wärmegeklämt. Die obere Versuchskörperabdeckung wurde entsprechend der unteren aufgebaut.

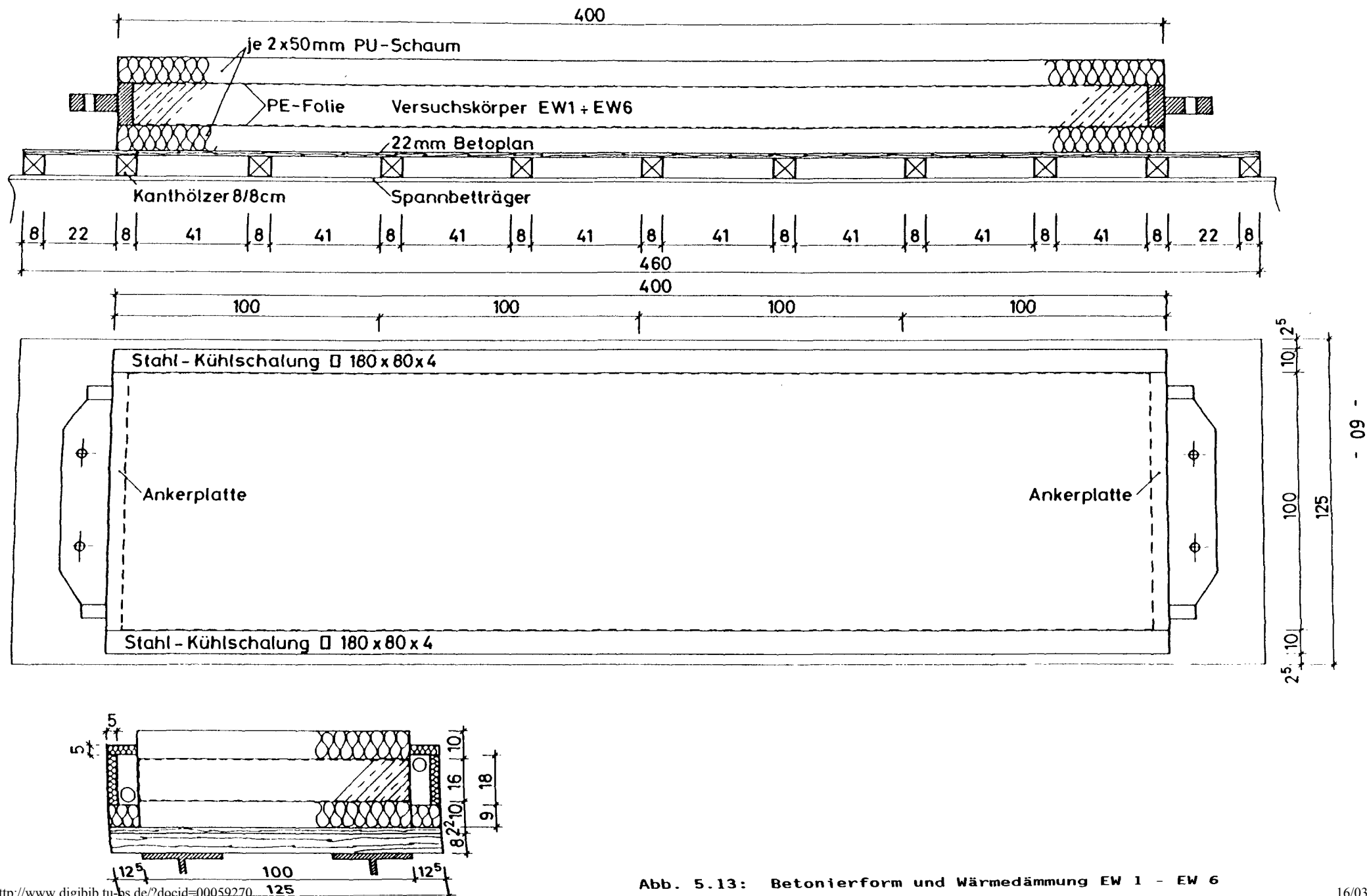


Abb. 5.13: Betonierform und Wärmedämmung EW 1 - EW 6

5.5.3 Versuchs-, Meß- und Regeleinrichtung

Die mechanische Belastungseinrichtung ist in Abb. 5.14 dargestellt. Die Lastaufbringung erfolgte über 2 servohydraulische Zugpressen ($\max F = 1000 \text{ kN}$, $\max \Delta l = 100 \text{ mm}$), die jeweils über Regelverstärker, Rampengenerator und Hydraulikaggregat gesteuert wurden. Das Steuersignal wurde über induktive Wegaufnehmer ($\Delta l = 5 \text{ mm}$, $l_0 = 220 \text{ cm}$) gegeben, die mittels einbetonierter Gewindebolzen seitlich an den Versuchskörpern verschraubt waren.

Die thermische Versuchseinrichtung ist in Abb. 5.15 schematisch dargestellt. Kälteübertragung erfolgte über einen Flüssigkeitskühlkreislauf, in dem eine Umwälzpumpe mit einer Leistung von ca. 800 l/min die Kühlflüssigkeit durch die Hohlkastenschalungen der Versuchskörper pumpte. Die Temperatur konnte dabei vom 3-Punktregler mittels Stickstoffkühlung und elektrischer Heizung als konstante Temperatur oder als Temperaturrampe gefahren werden. Der Kühlkreislauf hatte zwischen Ein- und Auslauf eine maximale Temperaturdifferenz von ca. 1 Kelvin, damit war eine ausreichende Kühlleistung der gewählten Kühleinrichtung gewährleistet.

Der Instrumentierungsplan (Abb. 5.16) vom Versuchskörper EW 3 zeigt exemplarisch die Meßstellenanordnung bei den Eigenspannungsversuchen EW.

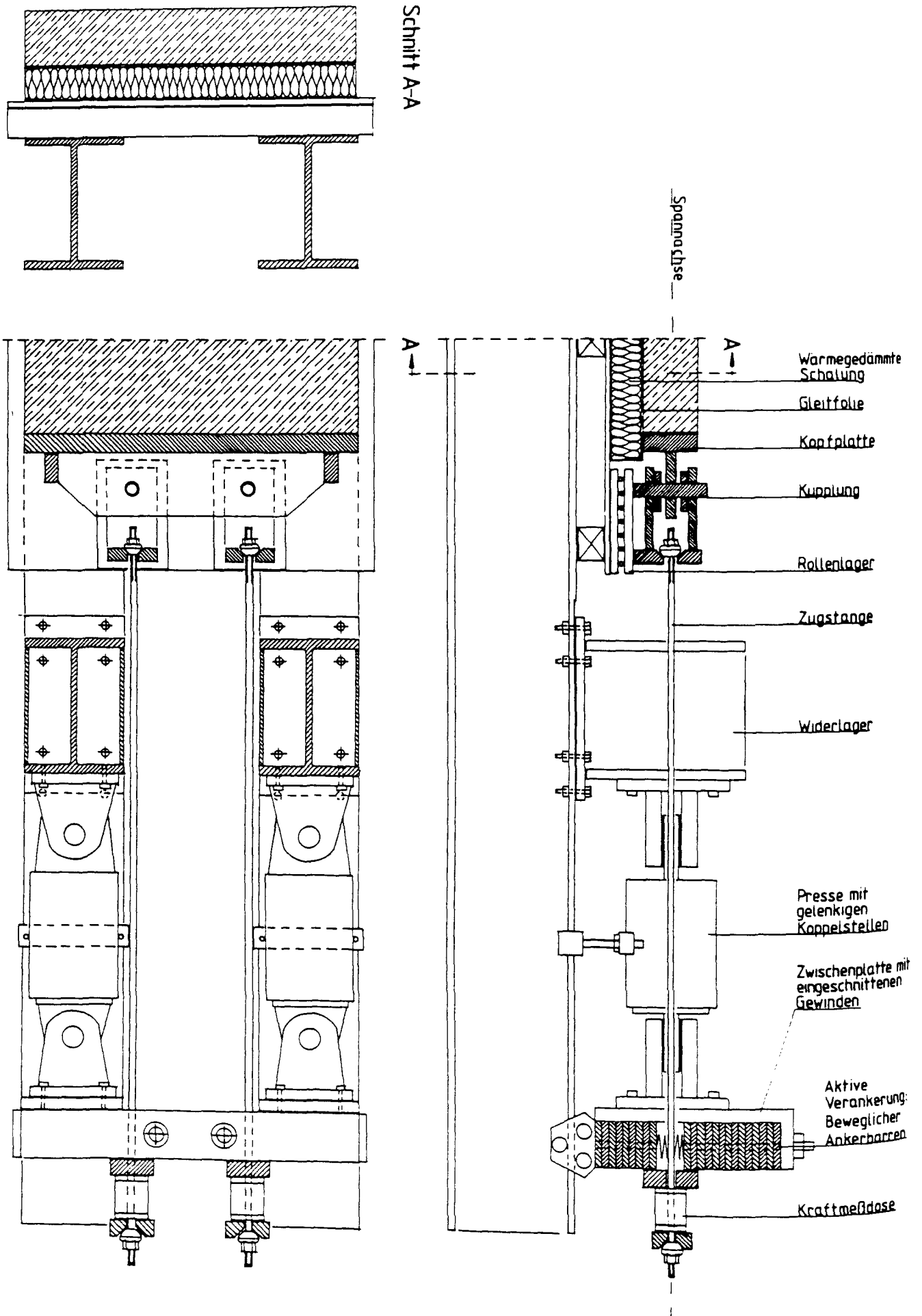


Abb. 5.14: Spannbett mit Versuchskörper EW und Belastungseinrichtung

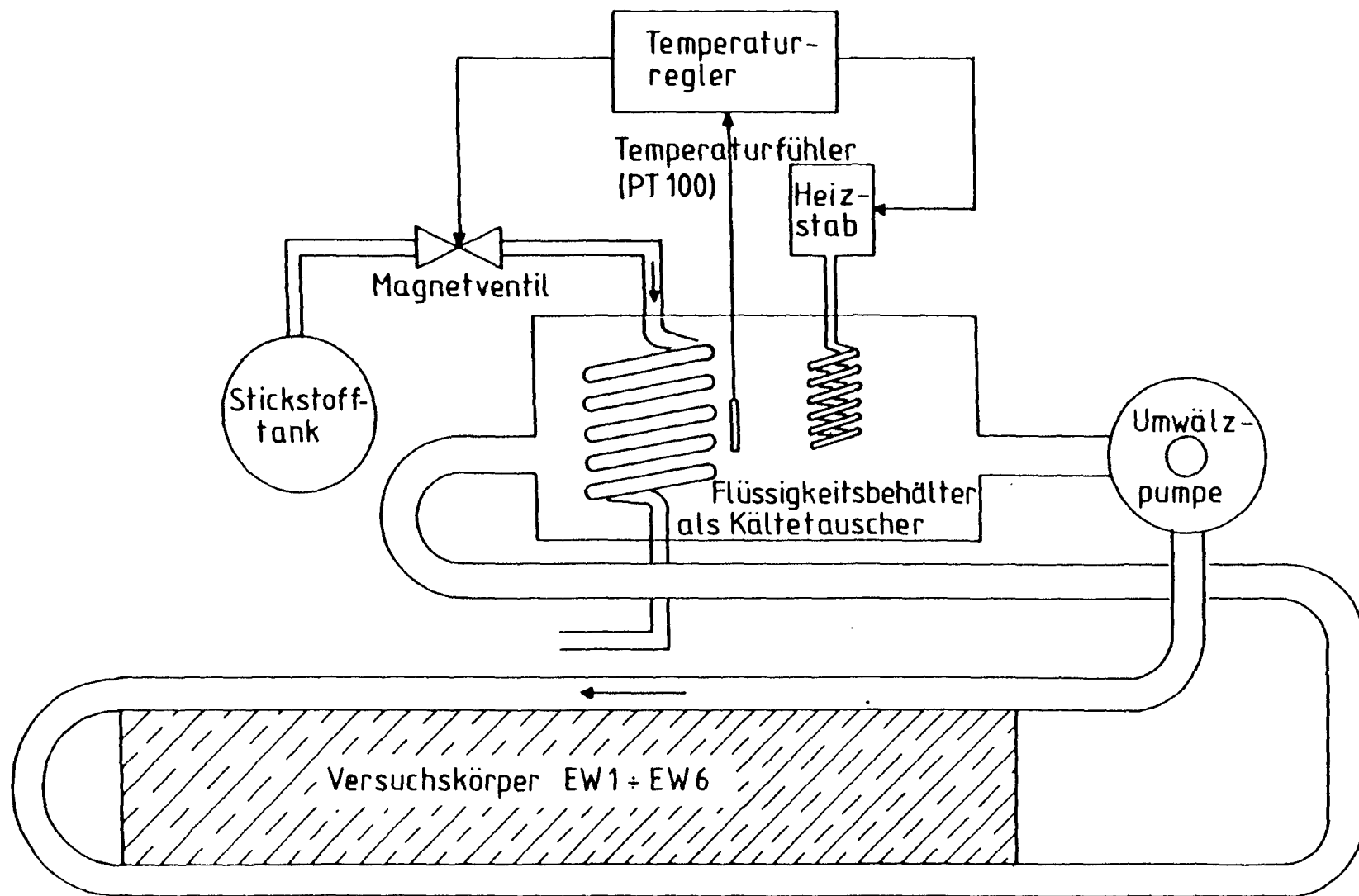


Abb. 5.15: Temperatursteuerung und Kühlkreislauf

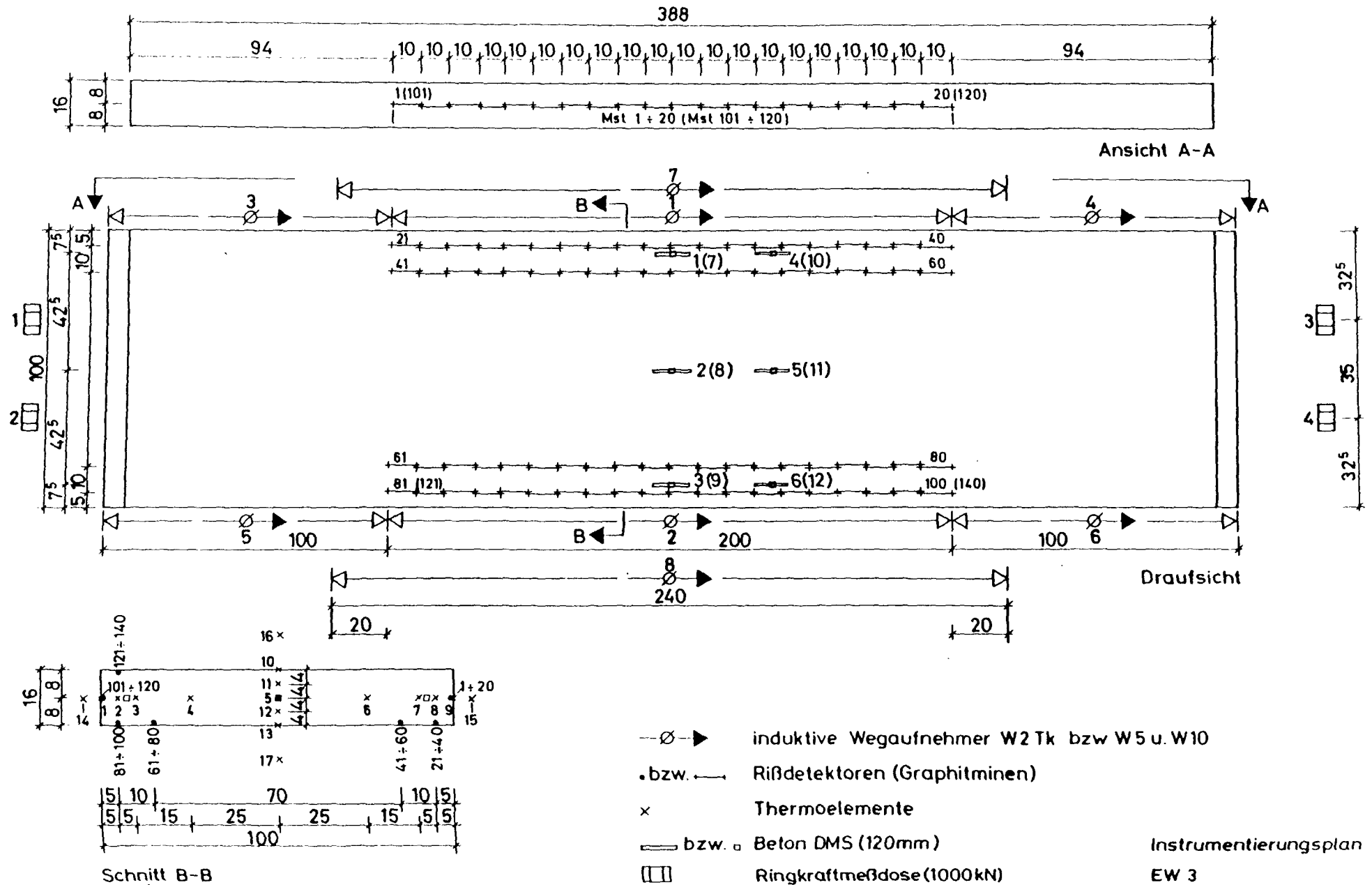


Abb. 5.16: Instrumentierungsplan vom Eigenspannungsversuch EW 3

6 BAUSTOFFE, VERSUCHSKÖRPER VERSUCHSABLAUF

6.1 Technik der TA-Versuche

6.1.1 Baustoffe

Bei den adiabatischen Temperaturmessungen wurden verschiedene Betone der Festigkeitsklassen B 25 bis B 45 untersucht. Die Betone unterschieden sich im wesentlichen hinsichtlich Zementart, Zementmenge und Flugaschegehalt.

In Tabelle 6.1 sind die Betonzusammensetzungen und Frischbetoneigenschaften zusammengestellt. Die Betone wurden unter Berücksichtigung der Eignung für dicke Bauteile ($d > 60$ cm) ausgewählt. Es wurde die Regelkonsistenz KR ($a_s \approx 45$ cm) angestrebt. Teilweise wurden bis zu 3 % Fließmittel (FM) zugegeben. Das Zuschlaggemisch (örtlicher Sand und Kies) mit dem Größtkorndurchmesser 16 mm wies eine Kornverteilung im Regelsieblinienbereich A/B gemäß DIN 1045 mit einer Körnungsziffer $k = 4,09$ auf. Der relativ hohe Wasseranspruch ist mit der runden bis plattigen Kornform der Zuschlagfraktionen 2 - 16 mm zu begründen. Der Größtkorndurchmesser 16 mm wurde aus versuchstechnischen Gründen (Begleitkörpergröße und Querschnitt der Kerbzugversuchskörper) gewählt.

Es wurden die Zemente PZ 35 F, HOZ 35 L und HOZ 35 L NWHS gewählt. Die zugelassene Steinkohlenflugasche aus dem BASF-Kraftwerk in Marl hatte einen Glasanteil von 85 %. Als Betonzusatzmittel wurde das zugelassene Fließmittel FM 72 der Firma Sicotan GmbH, Osnabrück verwendet.

Bezeichnung	Zement		Zusatzstoff (Flugasche) kg/m ³	Zusatzmittel (Fließmittel) kg/m ³ 0/o/kg Z		Wasser kg/m ³	W/Z- Wert	Zu- schlag kg/m ³	Roh- dichte kg/cm ³	Ausbreit- maß a _s cm	LP- gehalt 0/o
	Art	Menge									
TA 1	HOZ 35L NW HS	270	-	5,38	2,0	170	0,58	1891	2,43	51,0	1,0
TA 2	PZ 35A	260	42,0	5,20	2,0	175	0,58	1804	2,43	43,0	1,3
TA 3	PZ 35F	240	90	7,20	3,0	183	0,55	1858	2,42	48,0	1,5
TA 4	HOZ 35L	302	-	6,2	2,0	175	0,58	1858	2,41	38,5	1,3
TA 51	PZ 35F	240	80	4,8	2,0	185	0,58	1792	2,40	54,5	0,7
TA 52	"	"	"	"	"	"	"	"	"	45,0	0,7
TA 53	"	"	"	"	"	"	"	"	"	52,3	0,7
TA TU	PZ 35F	320	30	6,0	1,8	170	0,53	1822	2,34	50,0	-

Tabelle 6.1 Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der Versuchsbetone

6.1.2 Körper für Begleituntersuchungen

Die an Begleitkörpern gemessenen Festbetoneigenschaften sind in Tabelle 6.2 enthalten. Die Begleitkörper wurden nach DIN 1048 gelagert und geprüft. Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln mit 15 cm Kantenlänge bestimmt. Die Spaltzugfestigkeit und der Verformungsmodul (Druck) wurden an Zylindern ($\emptyset = 15$ cm, $h = 30$ cm) ermittelt. Die Druckfestigkeit und der Druck-E-Modul zum Versuch TA TU wurden an Bohrkernen ($\emptyset = 8$ cm, $h = 16$ cm) aus dem Versuchskörper ermittelt.

6.1.3 Herstellung der Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Zement, Zusatzstoffe, Zuschläge und das Anmachwasser wurden 24 Stunden vor dem Betonagebeginn bei 20 °C in geschlossenen Behältern gelagert. Der Beton wurde in einem Zwangsmischer mit 300 Liter Fassungsvermögen 2 Minuten gemischt.

Unmittelbar nach dem Mischvorgang wurde das Ausbreitmaß a_0 bestimmt. Daraufhin wurde die Betonzusatzmittelmenge festgelegt und zugegeben. Nach weiteren 60 Sekunden Mischdauer wurde das Probengefäß mit 21 l Inhalt gefüllt und der Beton auf dem Rütteltisch verdichtet. Danach wurden die weiteren Frischbetonprüfungen durchgeführt.

Das anschließend luftdicht verschlossene Probengefäß wurde etwa 30 Minuten nach Zementzugabe in den Kalorimeterbehälter eingesetzt. Das Anstarten der Temperaturregelung des vorher auf die Frischbetontemperatur temperierten Flüssigkeitskreislaufes erfolgte unmittelbar darauf. Die Temperaturmessungen erfolgten während der gesamten Versuchsdauer von 7 Tagen im 15 Minutentakt. Regelabweichungen der Isttemperatur gegenüber der Solltemperatur wirkten sich besonders auf die Temperaturentwicklung in den letzten Tagen aus. Vor und nach den Temperaturmessungen wurde die Betonprobe mit dem Behälter gewogen, um eventuelle Gewichtsverluste durch Verdunstung festzustellen.

Versuchs- körper	Druckfestigkeit β_{W15} [N/mm ²]			Spaltzugfestigkeit β_{SZ} [N/mm ²]			Verformungsmodul E_{bz} [kN/mm ²]		
	Prüfalter [Tage]								
	2	7	28	2	7	28	2	7	28
TA 1	8,3	21,0	33,5	1,0	1,67	2,25	13,9	17,9	19,5
TA 2	21,6	36,2	50,0	2,18	3,18	4.03	21,2	25,7	25,4
TA 3	21,0	33,0	50,0	1,75	2,65	3,13	21,0	22,6	23,3
TA 4	20,0	37,0	53,0	2,40	3,11	4,06	19,8	23,1	26,3
TA 5	12,2	25,3	37,0	1,06	2,27	3,26	16,8	21,4	21,2
TA TU	-	-	42,4	-	-	-	-	-	28,5
TA 51	-	-	33,6	-	-	-	-	-	-
TA 52	-	-	40,2	-	-	-	-	-	-
TA 53	-	-	36,8	-	-	-	-	-	-

Tabelle 6.2 Festigkeits- und Verformungsmodul der Betone nach DIN-Lagerung

6.2 Technik der TW-Versuche

6.2.1 Baustoffe

Aus den für die adiabatischen Temperaturmessungen TA verwendeten Betonen wurde die Rezeptur des Versuchskörpers TA 5 als die geeignetste hinsichtlich Verarbeitbarkeit sowie Temperatur und Festigkeitsentwicklung für alle folgenden Versuche ausgewählt.

Der Zement PZ 35 F der Nordzement AG wurde in der für alle Versuche erforderlichen Menge aus einer Charge beschafft und versiegelt gelagert. Es wurden Prüfungen der Zementfestigkeit nach DIN 1164 durchgeführt, deren Ergebnisse in Tab. 6.3 zusammengestellt sind.

Die Steinkohlenflugasche, EFA-Füller BM-I/II, des Kraftwerkes Marl wurde ebenfalls in genügender Menge beschafft und versiegelt eingelagert.

Die Zuschlagstoffe wurden den laufenden Lieferungen für das Institut entnommen. Die Kornverteilung streute nur unwesentlich. Die gewählte Sieblinie A/B 16 ist in Abb. 6.1 dargestellt.

Prüf- termine	Alter [Tage]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Druckfestigkeit [N/mm ²]
11.85	2	4,75	24,06
	7	6,84	39,70
	28	8,06	48,23
08.86	2	5,57	24,72
	7	7,49	43,13
	28	8,56	51,07
07.87	2	5,40	23,26
	7	7,63	43,23
	28	8,25	51,27

Tabelle 6.3 Festigkeitswerte des PZ 35F der TW-Versuche
(Prüfung nach DIN 1164)

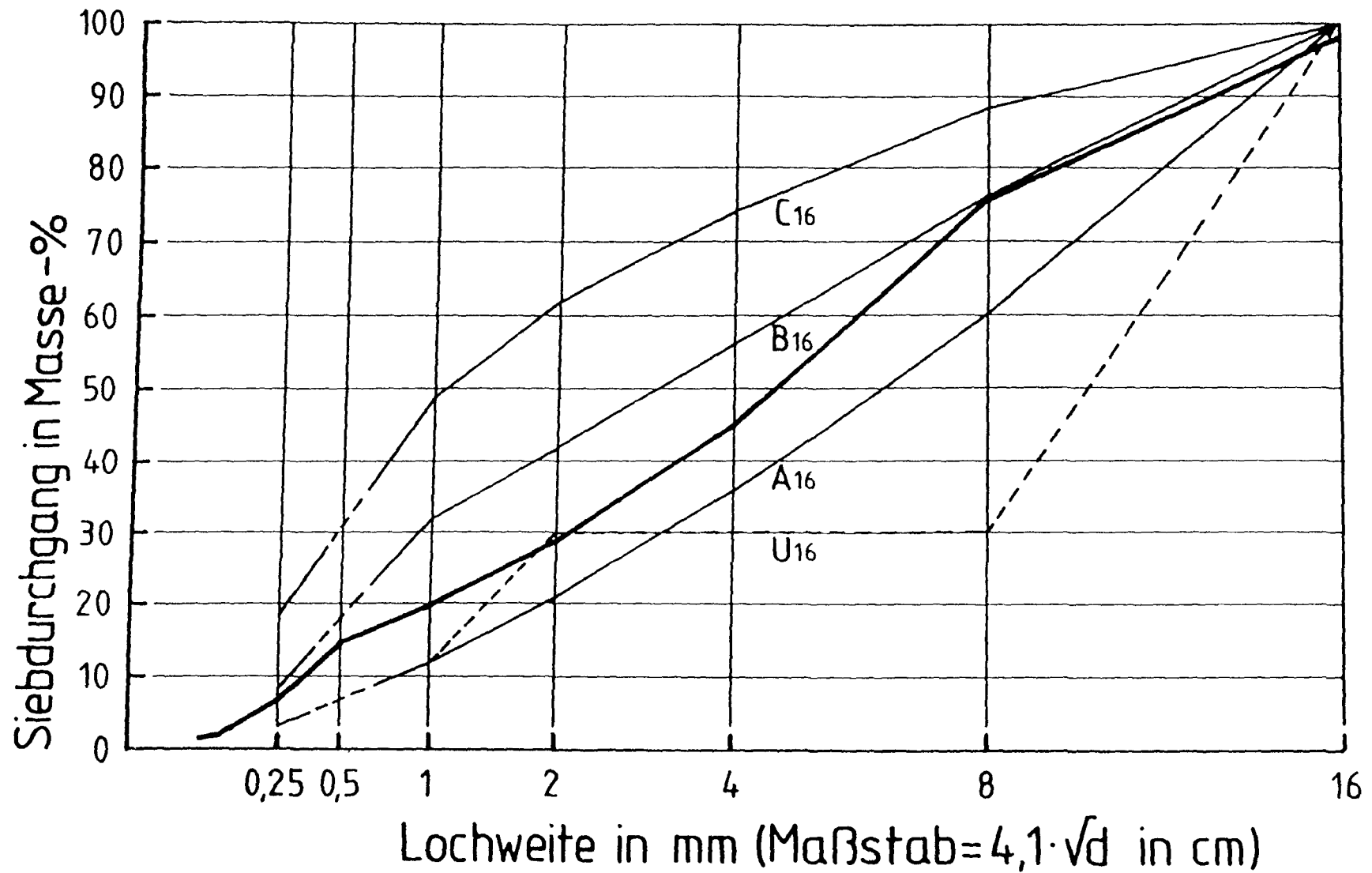


Abb. 6.1: Sieblinie des Zuschlaggemisches

6.2.2 Körper und Lagerungen für Begleituntersuchungen

Als Begleitkörper wurden sowohl solche verwendet, die DIN 1048 entsprachen, als auch Zylinder $\varnothing = 8$ cm, $h = 16$ cm mit bauteilgerechter Lagerung (Wasserbad mit Bauteiltemperatur) sowie den Versuchskörpern entnommene Bohrkern $\varnothing 8$ cm. Eine Übersicht über die Begleitkörper und deren Festigkeit sind in Tab. 6.4 und 6.5 enthalten. Die Entnahmestellen von Bohrkernen aus Versuchskörpern sind in den Abb. 6.2 und 6.3 dargestellt.

Versuchs- bezeich- nung	Bez. -	Form d/h [cm]	Alter [d]	Druck- festigkeit β_{CD} [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit β_{SZ} [N/mm ²]	zentr. Zug- festigkeit β_Z [N/mm ²]	Verformungs- modul E_Z [kN/mm ²]
TW 1		1530	1	7,11	0,86		
		1530	7	23,00	1,94		21,1
		1530	28	38,00	3,19		22,2
		0816	0,83		1,04		
		0816	1		1,31		
		0816	7		2,62	1,64	
	1 AW	0818	7		-	1,37	
	1 AW	0818	8		1,94		
	1 AW	0818	28		3,06		
	1 AS	0816	8		2,41	1,68	
TW 3	1 AS	0816	28		2,34		
	3 AW	0818	8		2,25	1,90	
	3 AW	0818	28		2,63		
	3 AS	0816	8		2,59	1,52	
TW 1	3 AS	0818	28		2,48		
	1 MW	0818	8	18,04			20,2
TW 1			28	26,34			
	1 MS	0816	8	21,23			18,2
TW 3		1530	28	29,08			
	3 MW	0818	8	19,79			20,2
TW 3			28	26,37			
	3 MS	0816	8	20,10			18,2
TW 3			28	27,86			

Tabelle 6.4 Begleitkörperprüfungen TW 1 + TW 3

Versuchs- bezeich- nung	Bez. -	Form d/h [cm]	Alter [d]	Druck- festigkeit B_{CD} [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit B_{SZ} [N/mm ²]	zentr. Zug- festigkeit B_Z [N/mm ²]	Verformungs- modul E_Z [kN/mm ²]
TW 2		1530 1530 1530	1 7 28	20,50 34,00	0,64 2,02 2,59		20,9 23,5
		0816 0816 0816 0816 0816	0,83 1 2 7 28	5,53	0,44 0,86 1,75 1,16 2,97	- - 1,20 1,88 1,92	
	2 AW	0818	7 8 28		1,53 2,63	1,67	
	2 AS	0816	7 28		1,38 2,39	1,63	
TW 4	4 AW	0818	7 28		1,34 2,07	1,95	
	4 AS	0816	7 28		1,43 3,09	1,73	
TW 2	2 MW	0817 0816	7 28	17,13 27,80			22,6
	2 MS	0816	7 28	18,36 30,00			22,9
TW 4	4 MW	0816	7 28	17,98 29,70			22,6
	4 MS	0816 0816	7 28	18,28 31,80			22,9

Tabelle 6.5 Begleitkörperprüfungen TW 2 + TW 4

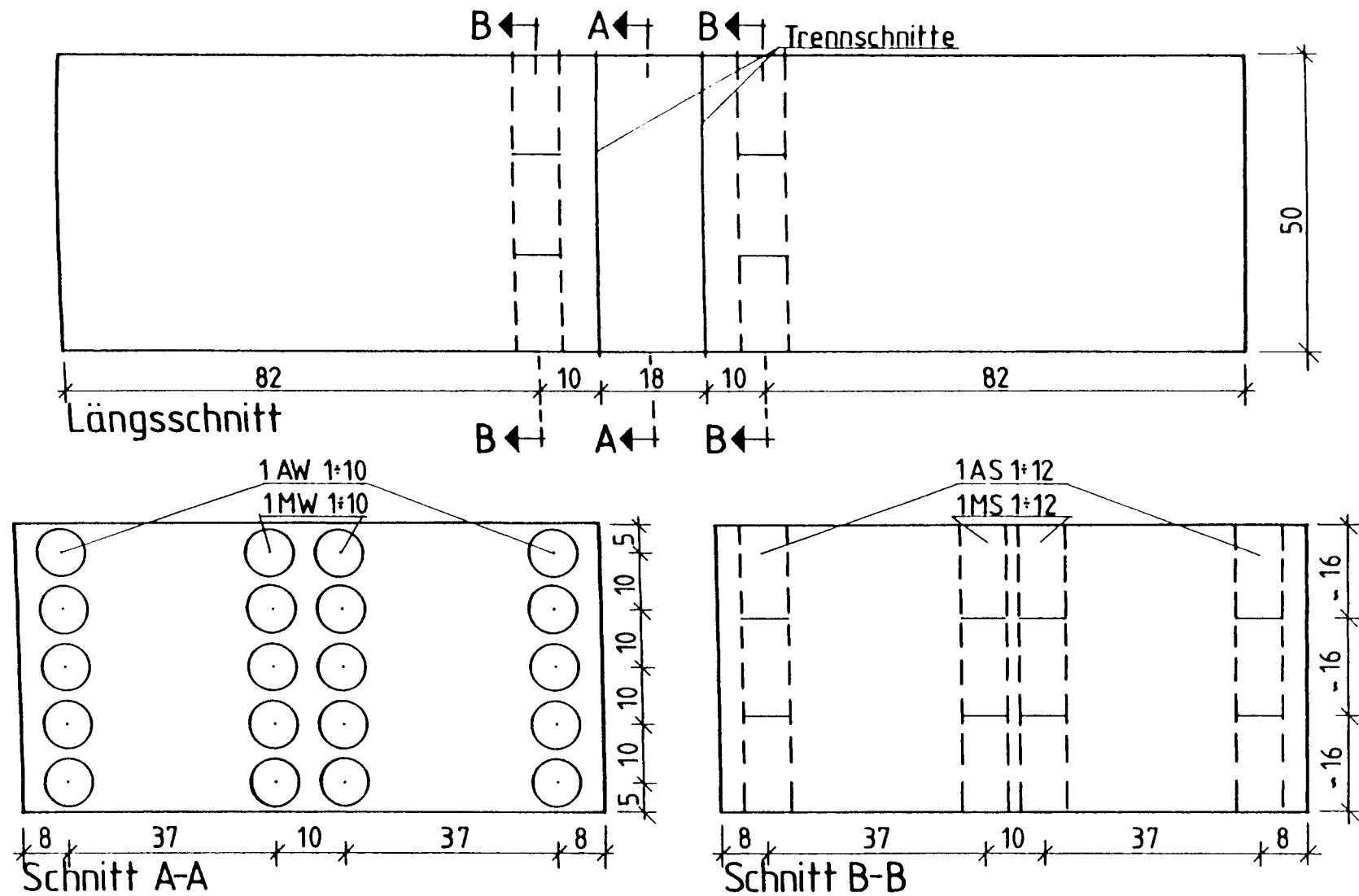


Abb. 6.2: Bohrschema für Begleitkörper zu TW 1 und TW 2

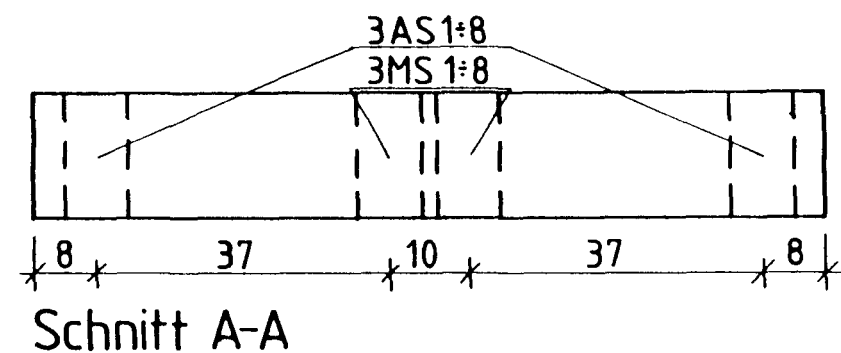
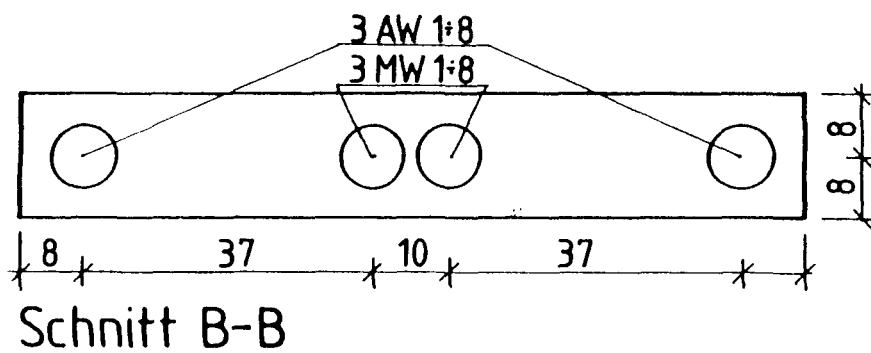
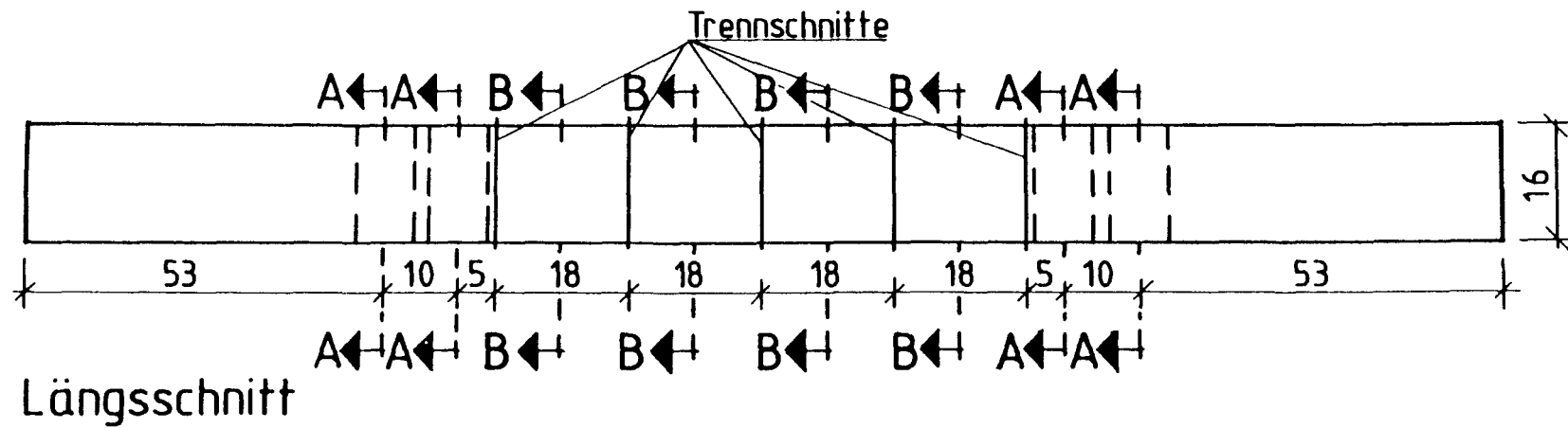


Abb. 6.3: Bohrschema für Begleitkörper zu TW 3 und TW 4

6.2.3 Herstellung der Versuchskörper

Die Versuchskörper TW 1 und TW 3 wurden zur Simulation von Sommerverhältnissen im Innenraum bei 20 ± 2 °C hergestellt. Die Versuchskörper TW 2 und TW 4 wurden unter Winterbedingungen im Freien hergestellt und gelagert. Die dabei auftretenden, tageszeitlichen Temperaturschwankungen lagen zwischen + 0 °C und + 10 °C.

Der für die Betonage verwendete Zement, die Zusatzstoffe, der Zuschlag und das Wasser wurden ebenso wie für die TA-Versuche vorgelagert. Die Mischung wurde im 300 Liter Zwangsmischer in 6 Chargen im Zeitraum von 2 Stunden hergestellt. Die vollständigen Frischbetonprüfungen (s. Tab. 6.6) wurden für die erste Charge durchgeführt, während für die folgenden Chargen zur Kontrolle der Verarbeitbarkeit nur das Ausbreitmaß bestimmt wurde.

Bezeichnung	Rohdichte ρ_{bh} [kg/dm ³]	Ausbreitmaß a_o [cm] a_s [cm]		Verdichtungsmaß V [-]	LP-Gehalt [Vol %]	Frischbeton- temperatur T_o [°C]
TW 1 und TW 3	2,40	31,5	40,5	1,04	1,15	20,5
TW 2 und TW 4	2,40	31,0	36,5	1,06	1,3	14,0

Tabelle 6.6 Frischbetonprüfungen der TW-Versuche

6.2.4 Versuchsdurchführung

Die Versuche bestanden aus Temperaturmessungen im Zeitraum von der Zementzugabe bis 168 Stunden danach, unter unterschiedlichen bauteilgerechten Bedingungen.

6.3 Technik der axialen Zugversuche Z

6.3.1 Untersuchungen an Begleitkörpern

Die Körper für die Begleituntersuchungen (Zylinder $\varnothing = 8 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$) wurden in einem temperierten Wasserbad gelagert, so daß ihre Temperatur jener der Versuchskörper Z entsprach. Die Zylinderschalungen aus PE wurden bis zur Oberkante in ein Wärmetauscherwasserbad eingetaucht. Die oben offene Schalung wurde mit einer Folie und mit Dämmplatten abgedeckt. Eine Übersicht über die Festbetonprüfungen gibt die Tabelle 6.7 Teil 1 und 2.

Die Zylinder wurden jeweils zum Prüftermin dem Wasserbad entnommen und entformt. Anschließend wurden die Stirnflächen geschliffen. Für die zentrischen Zugprüfungen wurden auf die Stirnflächen der Zylinder Stahlankerplatten mit Epoxidharzkleber geklebt. Diejenigen Körper, die nach 28 Tagen geprüft wurden, wurden nach abgeschlossener Temperaturlagerung im Alter von 7 Tagen geschliffen und bei 20 °C versiegelt gelagert.

6.3.2 Herstellung der Versuchskörper

Die Betonage der Versuchskörper erfolgte direkt in der Prüfeinrichtung, die in Abschn. 5.3 beschrieben wurde. Der Beton wurde in die zunächst oben offene Schalung eingefüllt und mit einem Innenrüttler $\varnothing 30 \text{ mm}$ verdichtet. Der Einfüllvorgang war in der Regel 45 Minuten nach Zementzugabe abgeschlossen. Dann wurden die obere Abdeckung der Form aufgelegt.

	Versuchsbezeichnung	Zyl. Druckfestigkeit		Spaltzugfestigkeit		zentr. Zugfestigkeit	
		Alter t [d]	β_{CD} [N/mm ²]	Alter t [d]	β_{SZ} [N/mm ²]	Alter t [d]	[N/mm ²]
Z1	Z 111	0,5 28	2,40 29,0	0,5 28	0,33 2,72	0,5 28	0,19 2,38
	Z 120	0,5 1,0 28	1,51 - 24,49	0,5 1,0 28	0,17 - 2,14	0,5 1,0 28	- 0,67 1,73
	Z 130	0,5 28	3,22 32,48	0,5 28	0,37 3,31	0,5 28	0,292 2,16
Z2	Z 210	1 28	7,93 22,82	1 28	0,96 2,60	1 28	0,68 1,44
	Z 212	1 28	7,47 29,80	1 28	1,04 2,79	1 28	0,92 2,12
	Z 220	1 28	10,04 43,82	1 28	1,18 3,64	1 28	- -
	Z 230	1 28	10,97 32,97	1 28	1,32 3,12	1 28	1,21 2,31
Z3	Z 310	3 28	18,58 28,90	3 28	2,17 2,97	3 28	1,50 1,87
	Z 320	3 28	15,35 -	3 28	1,77 -	3 28	1,33 1,82
	Z 330	3 28	16,69 31,37	3 28	2,28 3,07	3 28	1,66 2,45

Tabelle 6.7 Teil 1 Begleitkörperprüfungen zu Z 111 ÷ Z 330

	Versuchsbe- zeichnung	Zyl. Druckfestigkeit		Spaltzugfestigkeit		zentr. Zugfestigkeit	
		Alter t [d]	β_{CD} [N/mm ²]	Alter t [d]	β_{SZ} [N/mm ²]	Alter t [d]	[N/mm ²]
Z4	Z 413	1 7	7,86 22,15	1 7	0,80 3,15	1 7	0,97 2,13
	Z 420	7 28	24,90 37,90	7 28	2,44 3,23	7 28	2,08 2,40
	Z 430	1 28	8,17 31,0	1 28	1,04 2,96	1 22	1,02 2,71
Z5	Z 514	28	30,37	28	3,73	28	2,02
	Z 512	28	33,9	28	2,90	28	1,84
	Z 520	28	34,27	28	3,71	28	2,58
	Z 522	28	33,95	28	2,90	28	1,84
	Z 530	28	34,27	28	3,71	28	2,58

Tabelle 6.7 Teil 2 Begleitkörperprüfungen zu Z 413 ÷ Z 530

6.3.3 Versuchsdurchführung

Der Temperaturregelzyklus (Abb. 6.4) wurde unmittelbar nach abgeschlossener Betonage in Betrieb gesetzt. Durch die nachträgliche Ankopplung von Ankerplatten und Zugspindeln an den jungen Betonkörper kann eine unkontrollierbare Vorbeanspruchung entstehen. Um dies zu vermeiden, wurden die Ankerplatten schon vor dem Betonieren des Versuchskörpers fest mit den Gewindestangen und den Zugspindeln gekoppelt. Die sich aus Temperaturänderung und Schrumpfen einstellenden Betonverformungen wurden bis zum Belastungsbeginn mittels Schrittmotor nachgeregelt, so daß jeglicher Zwang vermieden wurde. Die Seitenschalungen waren bis ca. 6 Stunden nach der Zementzugabe mittels Schraubzwingen gegen die Ankerplatten verspannt.

Die Steuerung des Versuchsablaufs erfolgte automatisch über den CBM-Rechner, so daß Belastungsalter und Belastungsgeschwindigkeiten exakt eingehalten werden konnten. Die Versuchsdauer betrug je nach Dehngeschwindigkeit zwischen etwa 20 s und 70 h. Nach dem Eintreten des Zugbruchs wurde die Temperaturregelung bis zum Betonalter 168 h (7 Tage) fortgeführt, so daß die Begleitkörper, die ja im gleichen Wasserkreislauf temperiert wurden, bis zum 7. Tag der Temperaturgeschichte unterworfen waren, die für den Bauteilausschnitt zutraf.

6.4 Technik der Zugrelaxationsversuche ZR

6.4.1 Untersuchungen an Begleitkörpern

Die Körper für Begleituntersuchungen zu den ZR-Versuchen besaßen die gleichen Abmessungen wie jene für die Z-Versuche; sie waren bei den gleichen Erhärtingsbedingungen gelagert. In Tab. 6.8 sind die Ergebnisse der Festbetonprüfungen zusammengestellt.

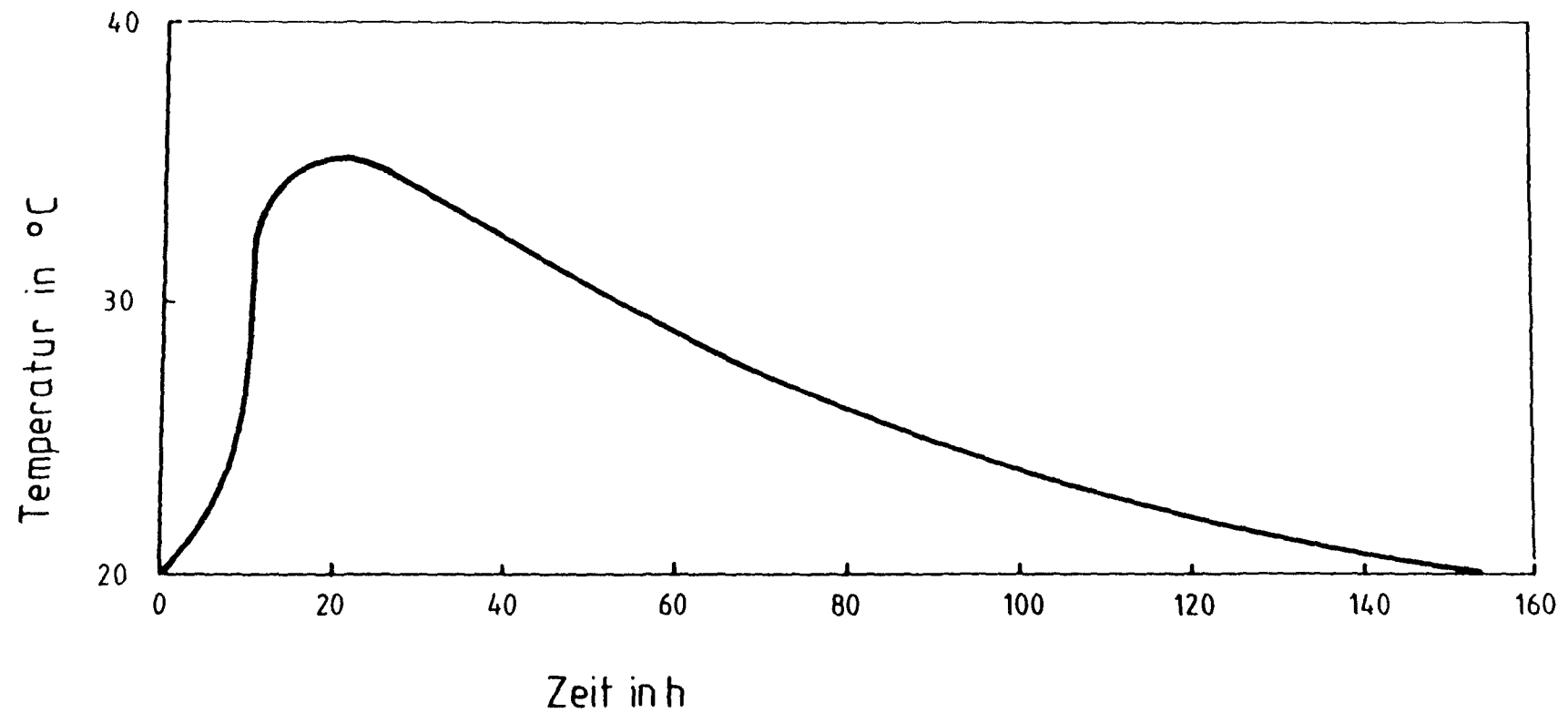


Abb. 6.4: Temperaturregelkurve für alle Z-, ZK- und ZR-Versuche

Versuchs- bezeichnung	Alter τ_e [d]	Zyl. Druckfestigkeit B_{CD} [N/mm ²]	Zentr. Zugfestigkeit B_Z [N/mm ²]
Z 2 R 1	1	6,68	0,87
	8	20,89	1,93
	28	28,76	2,59
Z 2 R 2	1	6,06	0,69
	8	17,81	1,34
	28	22,48	2,13
Z 2 R 3	1	8,23	0,80
	8	21,68	2,12
	28	28,19	2,45
Z 3 R 1	3	16,29	1,54
	10	21,65	2,20
	28	26,03	2,24
Z 3 R 2	3	13,62	1,18
	10	18,99	1,76
	28	26,76	2,13
Z 3 R 3	3	16,09	1,36
	10	21,87	1,82
	28	30,30	2,39
Z 3 R 4	3	18,38	1,84
	10	25,75	2,26
	28	33,28	2,43
Z 5 R 1	7	22,60	2,16
	14	28,66	2,25
	28	33,26	2,42
Z 5 R 2	7	17,83	1,89
	11	20,80	1,67
	28	28,94	1,96
Z 5 R 3	7	20,27	1,82
	14	23,46	2,02
	28	29,44	2,67

Tabelle 6.8 Begleitkörperprüfungen zu den Zugrelaxations-
versuchen Z 2 R 1 + Z 5 R 3

6.4.2 Herstellung der Versuchskörper ZR

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte ebenso wie die für jene der Zugversuche Z in der Prüfrichtung (s. Abschnitt 6.3.2)

6.4.3 Versuchsdurchführung

Der Versuchsablauf bis zur Belastung war bei den ZR-Versuchen identisch mit dem der Z-Versuche. Die Anfangsspannung σ_{z0} betrug entweder 50, 70 oder 90 % der mittleren Zugfestigkeit β_Z im Belastungsalter, die in den Z-Versuchen bestimmt worden war. Mit Hilfe der Schrittmotorsteuerung wurde σ_{z0} mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 20,0 °/oo/h aufgebracht. Unmittelbar nach dem Erreichen der Anfangsspannung σ_{z0} wofür je nach Spannungshöhe 5 - 20 sek benötigt wurden, wurde der rechnergesteuerte Regelkreislauf zur Konstanthaltung der Dehnung eingeschaltet, so daß die erste Spannungsmessung schon nach wenigen Sekunden Relaxationsdauer möglich war.

Die Dehnungen wurden mittels gekapselter, einbetonierter DMS ($l = 120$ mm) im Zentrum des Relaxationskörpers gemessen. Die Temperaturkompensation erfolgte über einen identischen, unbelasteten Versuchskörper, der sich im gleichen Temperaturregelkreislauf befand. So war es möglich, trotz veränderlicher Temperatur nur die lastabhängige Dehnung konstant zu halten.

Nach 7-tägiger Relaxationszeit erfolgte die Entlastung. Dann wurde die Restzugfestigkeit in der gleichen Versuchseinrichtung mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,2 °/oo/h bestimmt. Die Kraftmessung wurde gestaffelt nach Zeitintervallen von 2 Sekunden bis zu 30 Minuten vorgenommen, die Ergebnisse mittels Gleichspannungsmeßverstärker, EA-Steuerung und CBM-Rechner digital auf der Magnetplatte registriert.

6.5 Technik der Kerbzugversuche ZK

6.5.1 Untersuchungen an Begleitkörpern

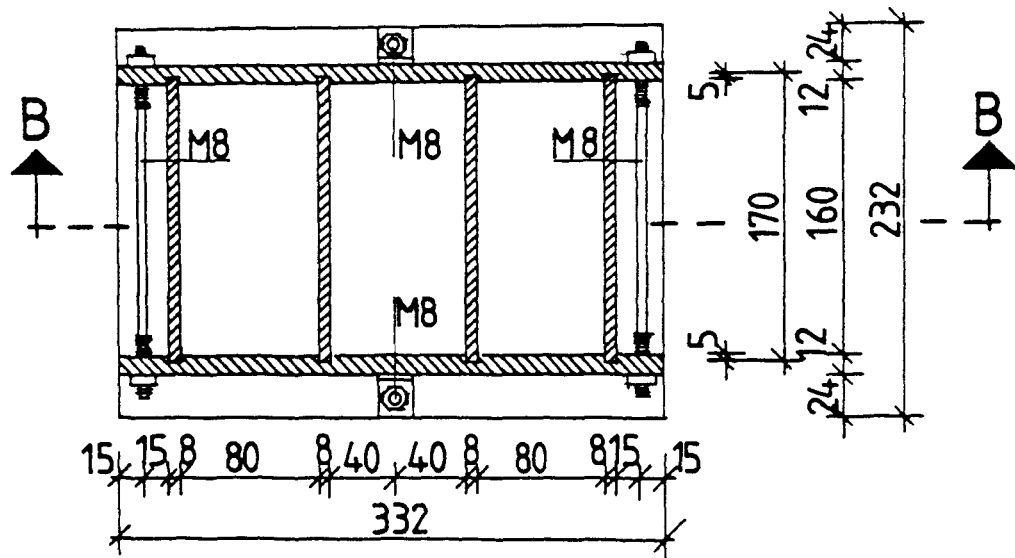
Die Abmessungen, Erhärtingsbedingungen und Prüfungen der Körper für Begleituntersuchungen entsprachen denen der Z- und ZR-Versuche. In Tab. 6.9 sind die Ergebnisse der begleitenden Festbetonprüfungen zusammengestellt.

Versuchs- bezeichnung	Alter τ [d]	Zyl. Druck- festigkeit, β_{CD} [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit, β_{SZ} [N/mm ²]	Zentr.Zug- festigkeit β_Z [N/mm ²]
Z 2 K 21	1	7,66	0,95	0,84
Z 2 K 22	1	6,06	0,69	0,83
Z 2 K 31	1	7,59	0,98	0,87
Z 2 K 31	1	7,16	0,96	0,96
Z 4 K 21	7	19,24	2,67	2,11
Z 4 K 22	7	20,65	2,77	2,02
Z 4 K 23	7 28	20,93 31,46	- -	1,97 2,36
Z 4 K 31	7	23,26	2,66	1,99
Z 4 K 32	7	21,07	2,43	2,02

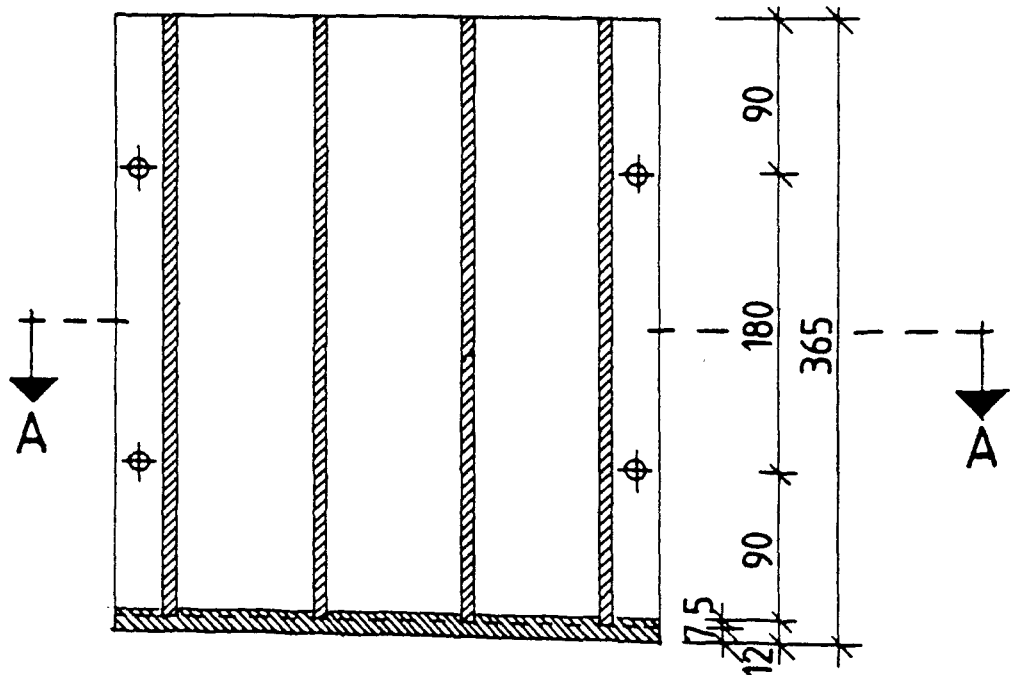
Tabelle 6.9 Begleitkörperprüfungen zu den Kerbzugversuchen ZK

6.5.2 Herstellung der Versuchskörper

Die Betonage der Versuchskörper für die Kerbzugversuche erfolgte in einer Stahlschalung für jeweils 3 Kerbzugkörper (Abb. 6.5). Die Betonzusammensetzung und die Frischbetoneigenschaften entsprechen jenen der Z- und ZR-Versuche. Nach dem Füllen der stehenden Stahlschalung und der Verdichtung des Betons wurde die Schalung samt Beton in ein temperaturgesteuertes Wasserbad gestellt, das bis zur Oberkante reichte. Zur Verhinderung von Wärme- und Feuchtigkeitsverlusten wurde die obere Stirnfläche mit Polyäthylenfolie und PU-Schaumplatten abgedeckt. Der zeitliche Temperaturverlauf des Wasserbades entsprach dem der Randbereiche der TW-Versuchskörper, s. Abb. 6.4. Die Versuchskörper wurden ca. 2 Stunden vor dem frühesten Prüfungsbeginn, also nach 22 h, entformt. Die Stirnflächen $b/d = 8/16$ cm, an die später Stahlankerplatten zu kleben waren, und die Kerben wurden anschließend mit einer Diamantsäge naß geschnitten. Dabei wurde temperiertes Kühlwasser benutzt, um einen Temperaturschock zu vermeiden.



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Abb. 6.5: Stahlschalung für Kerbzugkörper ZK

Um die Krafteinleitung, wie bereits geschildert, gelenkfrei gestalten zu können, mußten die Stirnflächen präzise planparallel geschnitten werden. Die verbleibende Versuchskörperlänge betrug 360 mm; die Kerben wurden jeweils 20 mm tief in Sägeblattstärke (3 mm) eingeschnitten, s. Abb. 5.3. Im Anschluß daran trockneten die Stirnflächen und jene Flächen im Kerbquerschnitt, an die DMS und Wegaufnehmer zu applizieren waren, bei Raumtemperatur ca. 30 Minuten. Die Dehnmeßstreifen und die Halter für die induktiven Wegaufnehmer wurden dann mit einem Epoxidharzkleber aufgeklebt. Der bereits vollständig instrumentierte Versuchskörper wurde anschließend zunächst unterseitig an die in der UPM verschraubte Stahlplatte genau zentriert geklebt. Die weggesteuerte Traverse wurde nun an das obere Stirnende des Versuchskörpers gefahren und mit der Stahlplatte an der Traverse verklebt. Damit lag ein spannungsfreier, steifer Versuchskörpereinbau vor. Die gesamte Vorbereitung war zeitlich so ausgerichtet, daß der Belastungsstart genau im vorgesehenen Betonalter erfolgen konnte. Die beiden anderen Versuchskörper einer Herstellung wurden nach der Vorbereitung der Stirnflächen und dem Einschneiden der Kerben weiterhin im temperaturgesteuerten Wasserbad gelagert, so daß der Hydratationsfortschritt immer dem der Z-, ZR- und TW-Versuchskörper entsprach.

6.5.3 Durchführung der ZK-Versuche

Nach Abschluß der Vorbereitungen (Abschnitt 5.4) wurde der verformungsgeregelte Kerbzugversuch über den Werkstoffrechner der Prüfmaschine gestartet. Der Meßbereich der induktiven Wegaufnehmer von 0,5 mm wurde im Meßverstärker auf 0,2 mm begrenzt, um eine ausreichende Regelempfindlichkeit für das Nachbruchverhalten zu erzielen. Aus der maximal möglichen Rampenanstiegszeit von 1000 min ergab sich die kleinste Verformungsgeschwindigkeit zu 0,2 ‰/h. Die größtmögliche Verformungsgeschwindigkeit bei den hier erforderlichen Regelempfindlichkeiten betrug 2,0 ‰/h. Hieraus resultierte bei gleicher Maximalverformung eine Versuchsdauer von 100 min.

Die ZK-Versuche wurden mit den genannten Verformungsgeschwindigkeiten und Gesamtversuchsdauern durchgeführt. Die Versuche wurden über die induktiven Wegaufnehmer (W 05 TK), die mittig zwischen den Kerben auf einer Meßbasis von ~ 30 mm angeordnet waren, geregelt, s. Abb. 5.9.

Während des Versuchs herrschte im Prüflabor ein konstantes Klima mit 20 °C und 65 % rel Luftfeuchtigkeit.

6.5.4 Physikalische Grundlagen, Meßeinrichtung und Bildanalyse der Laser-Speckle-Photographie

Bei der Reflektion eines kohärenten Laserlichtstrahles von der optisch rauen Betonoberfläche kommt es zur Interferenz der Lichtwellen, dabei werden teilweise Lichtstrahlen vollständig ausgelöscht. Die Orte vollkommener Auslöschung stellen sich als unregelmäßig verteilte dunkle Flecken (engl. Speckle) dar. Das Specklefeld ist räumlich stationär, solange bei konstanter Strahlrichtung und feststehendem Beobachtungspunkt die erzeugende Oberfläche in Ruhe bleibt.

Durch photographische Doppelbelichtung lassen sich die Specklefelder für zwei verschiedene Verformungszustände auf einem Negativ festhalten und damit läßt sich das gesamte Verschiebungsfeld optisch speichern. Es besteht aus einer Vielzahl von Specklepaaren, die durch den jeweiligen Verschiebungsvektor voneinander getrennt sind. Bei einer Durchstrahlung eines solchen mit Specklepaaren übersäten Filmnegatives mit einem Laserstrahl entstehen auf einem dahinter angeordneten Schirm (s. Abb. 6.6) ein Beugungshalo eines unverschobenen Specklefeldes überlagert von einer Reihe paralleler dunkler Streifen, den sogenannten "Youngschen Streifen". Die Streifen mit gleichen Abständen verlaufen senkrecht zu der im Objekt eingetretenen Verschiebung. Die Verschiebungsgröße v errechnet sich aus dem Streifenabstand durch die Beziehung

$$v = \frac{\lambda \cdot z}{M \cdot \Delta u}$$

mit:

- λ = Wellenlänge des Laserstrahls
- z = Abstand zwischen Negativ und Schirm
- M = Abbildungsmaßstab (Bild/Gegenstand)
- Δu = Abstand der Youngschen Streifen

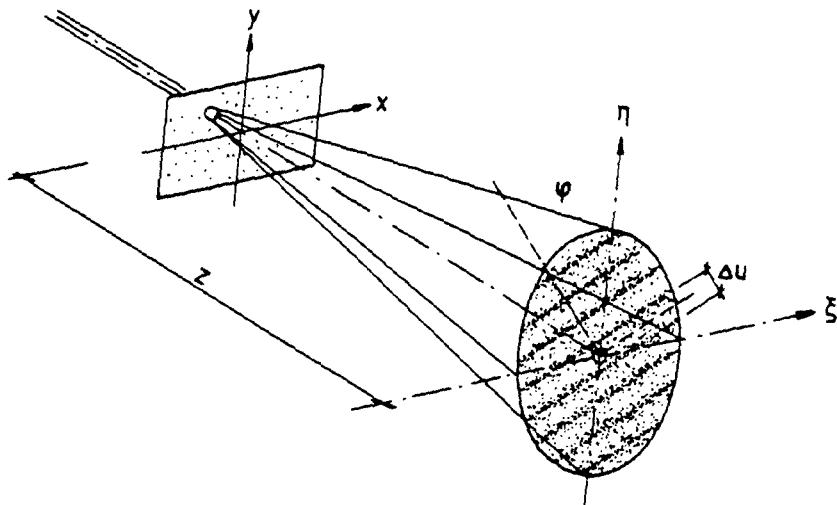
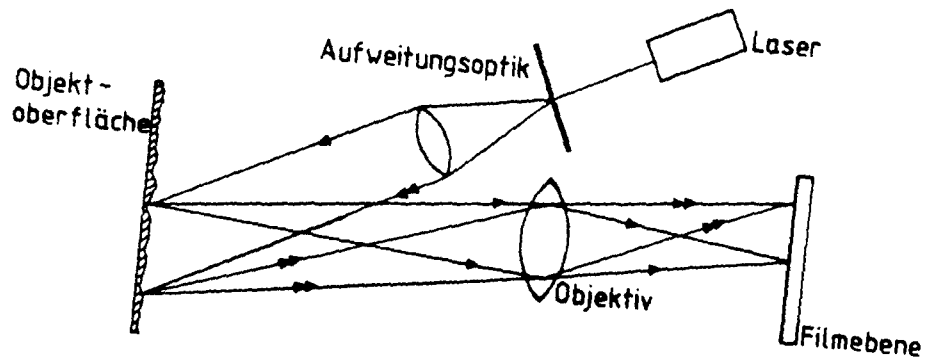


Abb. 6.6 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für Laserspeckle-fotografie und der Einzelpunktauswertung für Specklebilder

Die Grenzen des Meßbereichs werden beeinflußt durch den Abbildungsmaßstab M , das Auflösungsvermögen des Films, die optische Leistung des Objektivs und die Empfindlichkeit des Films in Verbindung mit der Laserleistung. Die Meßbereichsgrenzen ergeben sich aus

$$\min v = 1,22 \cdot \lambda \cdot F \cdot (1 + M)/M$$

mit:

F = Blendenzahl

$$\max v = d/(3 \cdot M)$$

d = Durchmesser des Laserstrahls

So ergeben sich für $\lambda = 0,514 \mu\text{m}$; $F = 5,6$; $M = 1:1$ und $d = 1 \text{ mm}$ die Grenzen zu

$$\min v = 7 \mu\text{m}; \max v = 333 \mu\text{m}$$

Die hier verwendete Meßeinrichtung wurde vom Institut für experimentelle Mechanik TU Braunschweig zur Verfügung gestellt und von Dipl.-Ing. Jens Hilbig betreut. Sie bestand aus einem 0,5 Watt Argon-Ionen-Laser mit Strahlfilterung und Aufweitungsoptik, sowie einer Plattenkamera (Negativformat 9 x 12 cm) und einem Nahbereichsobjektiv 90 mm.

Mit dieser Ausrüstung konnte ein Objektfeld von ca. 15 cm \varnothing relativ gleichmäßig ausgeleuchtet werden. Die erforderliche Belichtungszeit betrug dann ca. 20 sek pro Einzelbelichtung. Da die Dehnungsregelung des laufenden Kerbzugsversuchs nicht unterbrochen werden konnte, galt es die Verformungsgeschwindigkeit so klein zu wählen, daß die laufenden Verschiebungen die Specklebilder nur unwesentlich störten.

Die Streifenauswertung erfolgte manuell mit Unterstützung eines Digitalisierbrettes, einer rechnergesteuerten Negativsteuerung und einem Rechner zur Verformungsberechnung. Die Auswerteinrichtung wurde vom Institut für Massivbau der Universität Hannover zur Verfügung gestellt.

Aufgrund des erheblichen Meß- und Auswerteaufwandes konnte nur ein Kerbzugversuch mit Ganzfeldmessung durchgeführt werden. Da die Fläche zwischen den Kerben freibleiben mußte, wurde die Verformungsregelung bei diesem Versuch über den Kerben angeordnet. Die hier angewandten großen Meßintervalle waren durch die erforderliche Mindestverschiebung also für ein Streifenpaar ca. 7 μm vorgegeben.

6.6 Technik der Eigenspannungsversuche EW

6.6.1 Untersuchungen an Begleitkörpern

Die Begleitkörper mit den Abmessungen ($\emptyset = 8 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$) wurden im temperierten Wasserbad ebenso wie die Versuchskörper gelagert, während die Begleitkörper ($\emptyset 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$) nach DIN 1048 gelagert wurden. In Tab. 6.10 sind die Ergebnisse der Festbetonprüfung an Begleitkörpern zusammengestellt.

6.6.2 Durchführung der Eigenspannungsversuche EW 1 bis EW 6

Die Versuchskörper EW 1 - EW 6 wurden in der Prüfeinrichtung (Abb. 6.7), die wie in Abschnitt 5.5.2 dargelegt vorbereitet worden war, betoniert. Die Frischbetontemperatur betrug 20 °C. Der Betoniervorgang wurde durch die intensive Instrumentierung mit Thermoelementen, Dehnmeßstreifen und Graphitrißdetektoren, die durch Nylonschnüre und Verklebungen auf der PE-Folie gehalten wurden, erschwert (Abb. 6.8).

Die Verdichtung erfolgte im Randbereich durch Schalungsrüttler, die an Stahlhohlkastenschalungen angeflanscht waren, und im mittleren Bereich durch Innenrüttler $\emptyset 45 \text{ mm}$. Die Betonoberflächen wurden, wie in Abb. 6.9 erkennbar ist, abgezogen und anschließend mit Folie und Isolierung (Abb. 6.10) abgedeckt. Die Hydratationswärme erzeugte in den beidseitig wärme gedämmten Betonscheiben eine Temperaturerhöhung auf 40 - 45 °C.

Versuchs- bezeich- nung	Alter τ [d]	wirks. Alter τ_w [d]	Zyl. Druck- festigkeit β_{CD} [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit β_{SZ} [N/mm ²]	Zentr. Zug- festigkeit β_Z [N/mm ²]	Druck- elastizitäts- modul E_D [N/mm ²]
EW1	7,0	7,0	20,39	1,76	-	-
	28,0	28,0	33,60	2,45	-	37 323
	0,5	0,87	3,30	0,38	0,20	-
	7,0	8,32	17,80	2,23	1,74	-
EW2	7,0	7,0	20,10	2,00	2,01	-
	28,0	28,0	32,60	3,12	2,16	36 949
	1,0	1,56	7,03	0,88	0,93	-
	7,0	9,13	17,50	2,39	1,91	-
EW3	7,0	7,0	20,50	1,90	1,70	-
	28,0	28,0	33,90	2,90	1,82	37 434
	3,0	4,84	14,41	1,65	1,36	-
	28,0	8,99	18,50	2,50	1,70	-
EW4	7,0	7,0	19,84	1,84	-	-
	28,0	28,0	33,81	3,30	-	37 401
	6,0	9,47	22,48	2,58	1,92	-
	7,0	10,52	21,25	2,74	1,68	-
EW5	7,0	7,0	19,88	2,08	-	-
	28,0	28,0	33,52	3,00	-	35 900
	1,0	1,35	8,18	1,15	0,90	-
	7,0	7,80	16,21	2,21	1,70	-
EW6	7,0	7,0	20,90	1,73	-	-
	28,0	28,0	29,90	2,65	-	35 900
	1,0	1,26	9,75	1,22	1,18	-
	7,0	8,75	18,97	2,44	1,84	-

Tabelle 6.10 Begleitkörperprüfungen zu den Eigenspannungsversuchen EW1 - EW6

In verschiedenen Alterstufen wurde durch künstliche Abkühlung der langen Stirnseiten der Wandscheiben das Abkühlen des Bauteils nach dem Ausschalen simuliert. In den Versuchsablaufplänen (Abb. 6.11) zu den einzelnen Versuchskörpern EW 1 - EW 6 ist die zeitliche Abfolge für jeden Versuch ersichtlich. Das simulierte Ausschalalter wurde zwischen 12 h und 6 Tagen variiert. Die Abkühlung erfolgte durch plötzliches Beschicken der Stahlhohlkästen mit einer auf 0 °C vorgekühlten Flüssigkeit (Wasser mit Frostschutzmittel versetzt), die dann über einen Zeitraum von ca. 6 - 8 h konstant auf dieser Temperatur gehalten wurde. Die Kühlung wurde dann abgeschaltet und es stellte sich allmählich ein Temperaturniveau auf dem Umgebungstemperaturniveau ein. Während der Abkühlzeit wurden Dehnungsmessungen im Beton und Rißmessungen vorgenommen. Die Rißmessungen erfolgten einerseits mit Rißdetektoren und andererseits punktuell mit optischen Rißlupen durch kurzzeitiges Öffnen der oberen Isolierung. Die Betontemperaturen wurden während der gesamten Versuchszeit gemessen.

Nach 7 Tagen wurde an den Versuchskörpern EW 1 - EW 5 die Restzugfestigkeit mittels verformungsgeregelter Lastaufbringung mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ ermittelt.

Der Versuchskörper EW 6 erfuhr während der Abkühlung, beginnend nach zweistündiger Abkühlzeit, eine langsame, zwangsimulierende Verformung von $\dot{\epsilon} = 0,06 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ bis zum vollständigen Bruch.

Bei allen EW-Versuchen wurde nach dem Ausbau der Versuchskörper das Rißbild auf allen Versuchskörperseiten durch Nachzeichnen vervollständigt.

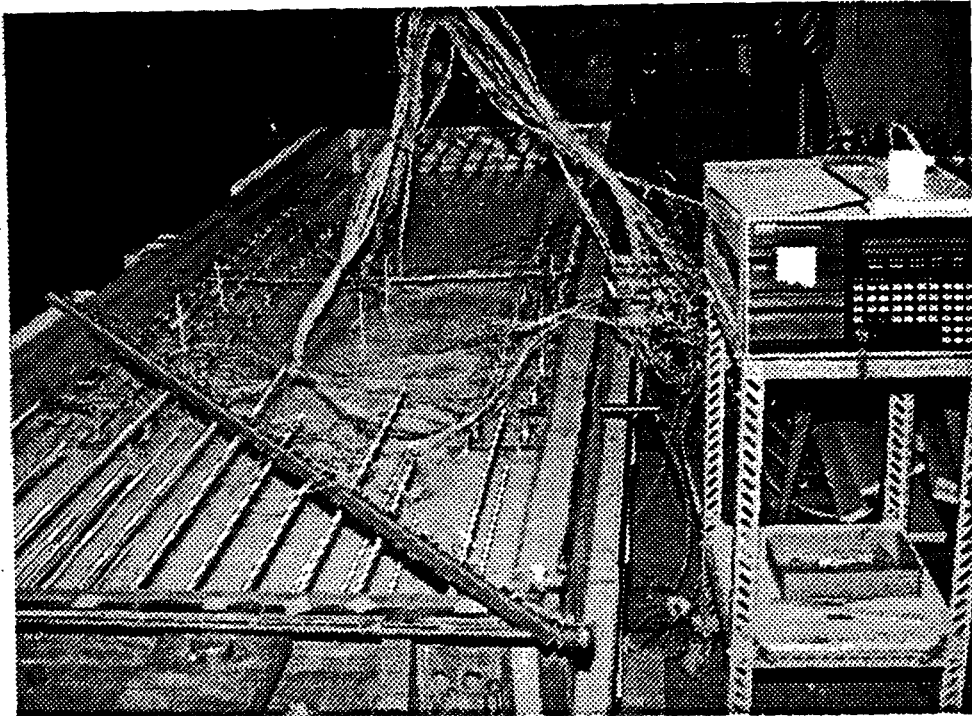


Abb. 6.7: Instrumentierte Schalung der EW-Versuche

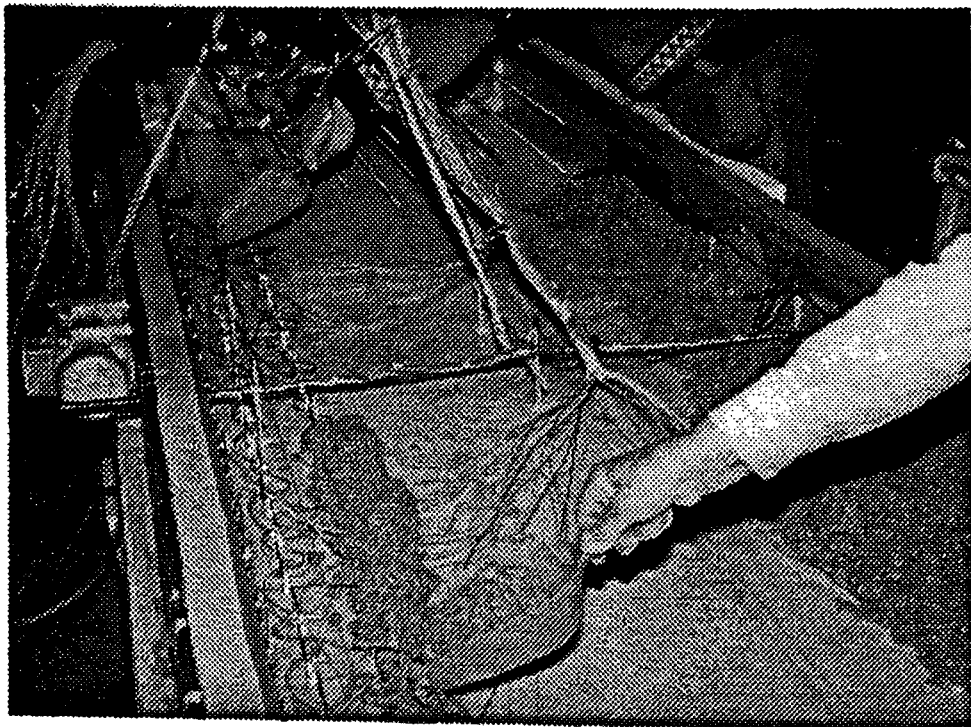


Abb. 6.8: Betoneinbringung bei den EW-Versuchen

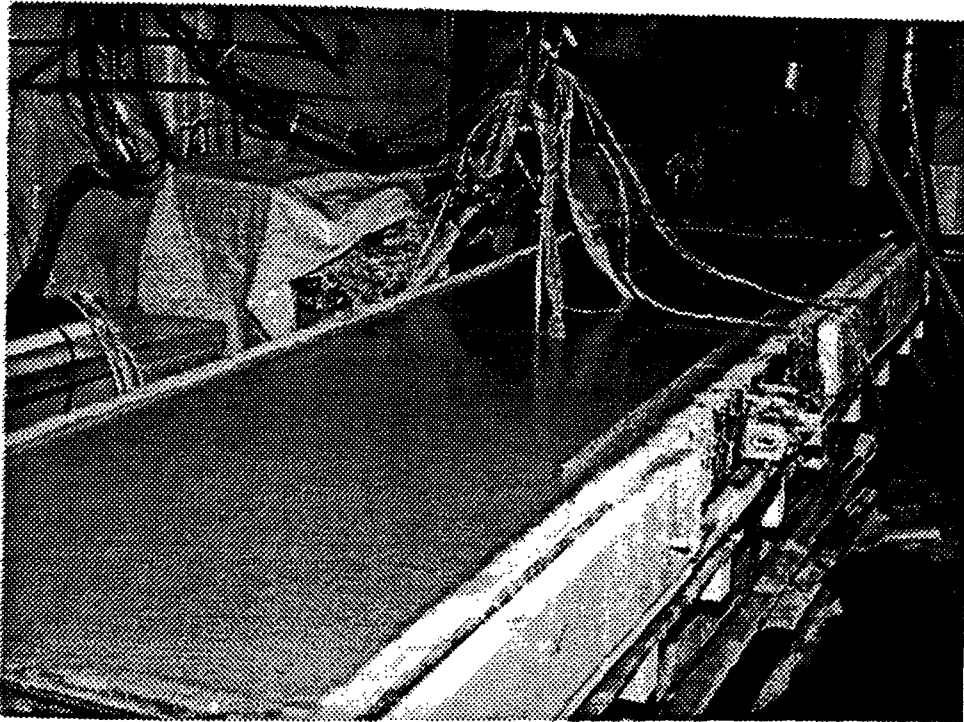


Abb. 6.9: EW-Versuchskörper nach der Herstellung

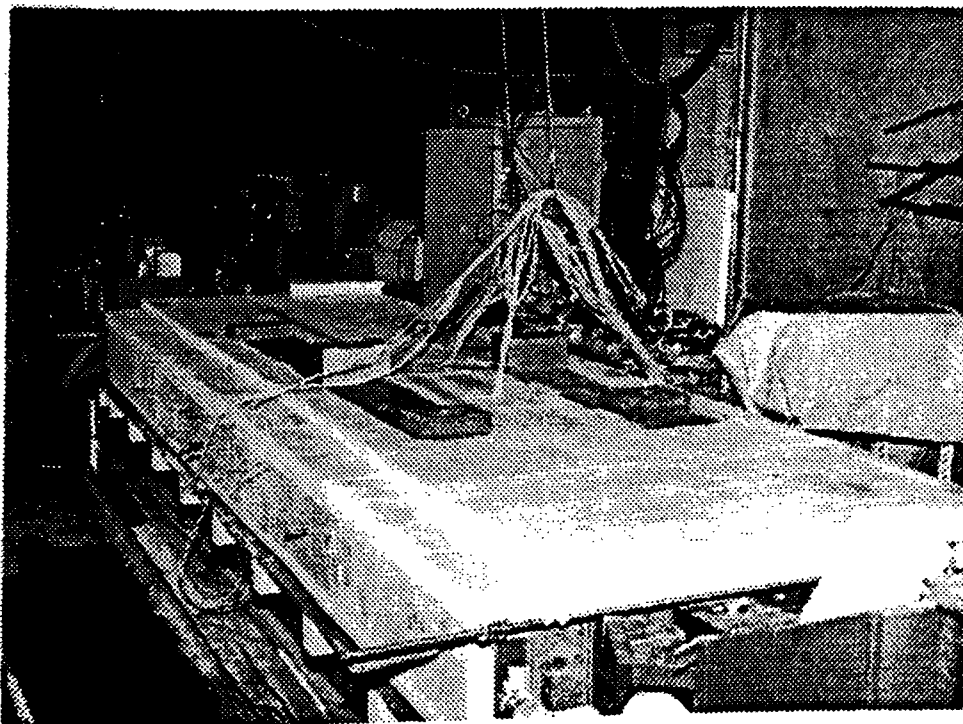


Abb. 6.10: EW-Versuchskörper mit wärmege­däm­mter Abdeckung

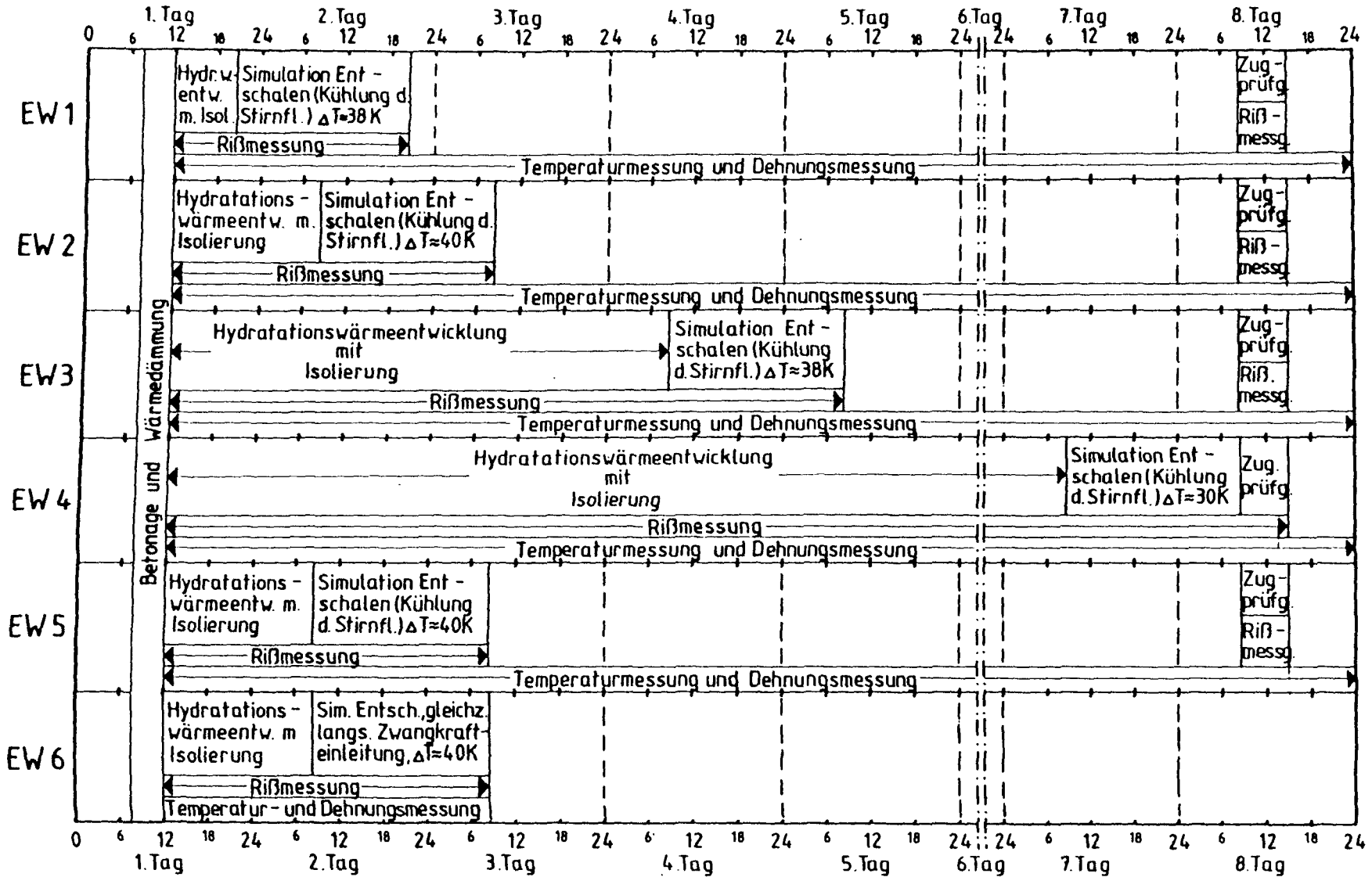


Abb. 6.11: Versuchsablaufplan EW 1 - EW 6

7 VERSUCHSERGEBNISSE

7.1 Adiabatische Temperaturentwicklung TA der unterschiedlichen Betone

7.1.1 Adiabatische Temperaturerhöhung

Die adiabatische Temperaturerhöhung der Versuchsbetone TA1 - TA5 ist in Abb. 7.1 dargestellt. Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung steigt bei gleicher Zementart mit der Zementmenge. Beim Beton TA1, der mit 270 kg/m^3 HOZ35L/NW/HS hergestellt wurde, ergab sich eine deutlich geringere Temperaturerhöhung als bei vergleichbaren Rezepturen mit PZ35F wie bei Versuch TA2 zu sehen ist. Die Temperaturentwicklung verzögert sich allerdings beim Hochofenzement deutlich. Die bei allen weiteren Versuchen zugrunde gelegte Betonrezeptur TA5 wurde zusätzlich bei den Frischbetontemperaturen von 10 und 30 °C untersucht. Die Temperaturerhöhungen sind in Abb. 7.2 dargestellt.

Unterschiedliche Frischbetontemperaturen bewirken annähernd eine Parallelverschiebung der Temperaturerhöhung: je geringer die Frischbetontemperatur T_{bo} umso später setzt die überproportionale Temperaturentwicklung ein. Die Verringerung der Frischbetontemperatur von 30 auf 10 °C bewirkt eine Verzögerung des Temperaturanstiegs um ca. 8 bis 10 h. Die unterschiedlichen Endwerte des Temperaturanstiegs sind wohl in den Mischungsstreuungen und den Regelfehlern zu suchen. Außerdem ergeben sich beim Einsetzen der Proben in das Kalorimeter, deren Frischbetontemperatur von der Raumtemperatur 20 °C abweicht, rasche Betontemperaturänderungen, die eigentlich als Nullpunktverschiebung berücksichtigt werden müßten.

7.1.2 Hydrationswärmeentwicklung

Die Erwärmung des Betons hängt primär von der vom Zement abgegebenen adiabatischen Hydrationswärme $H_Z(t)$ ab, die sich aus folgender Beziehung ermitteln läßt.

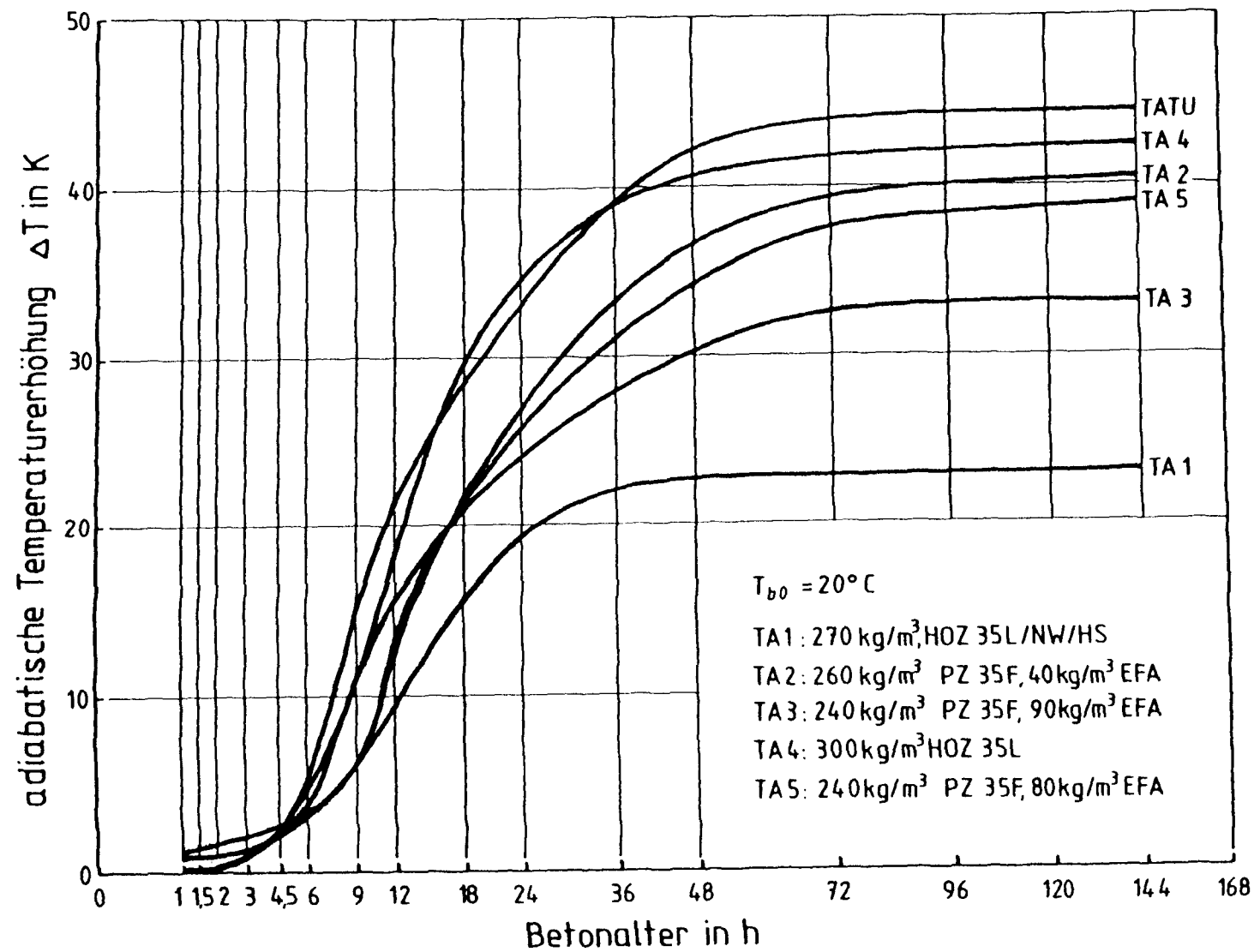


Abb. 7.1: Adiabatische Betontemperaturerhöhung für die Versuche TA 1 - TA 5 und TA TU

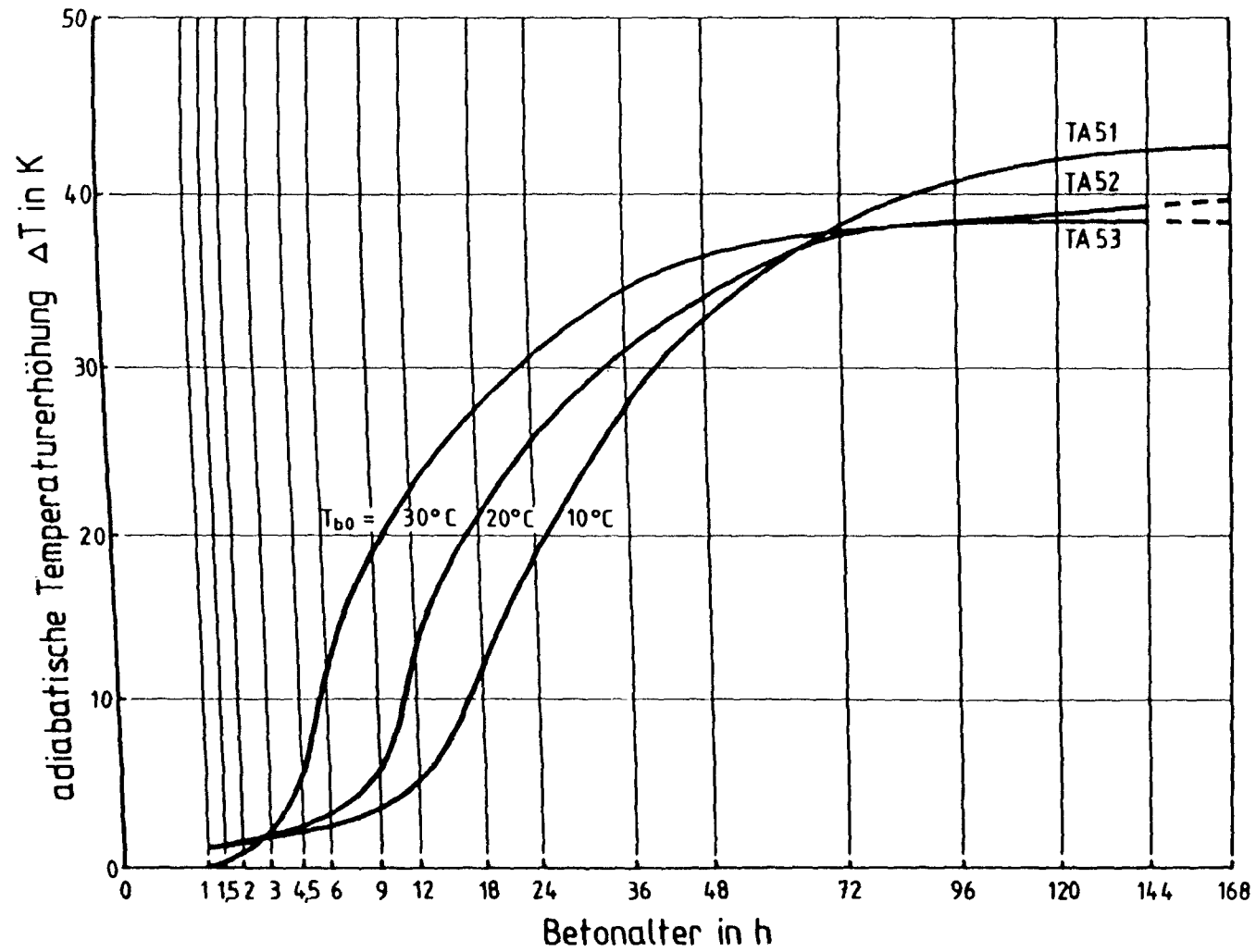


Abb. 7.2: Adiabatische Betontemperaturerhöhung in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur

$$\Delta T_{ad}(t) = \frac{H_b(t)}{c_b \cdot \rho_b}$$

wobei

$$H_b(t) = H_Z(t) \cdot Z$$

ist, daraus folgt

$$H_Z(t) = \frac{\Delta T_{ad}(t) \cdot c_b \cdot \rho_b}{Z}$$

In Abb. 7.3 ist die Hydrationswärmeentwicklung für die Versuche TA1 - TA5 aufgetragen. Die Frischbetontemperatur beeinflusst die Hydrationsgeschwindigkeit innerhalb der ersten Tage, was auch aus Abb. 7.2 ersichtlich wird. Eine veränderte Frischbetontemperatur unter sonst gleichen Bedingungen bewirkt eine verzögerte bzw. beschleunigte Wärmeentwicklung bei sonst gleichem Temperaturverlauf.

7.2 Temperaturmessungen der Bauteilversuche TW

7.2.1 Temperaturverläufe

In den Bauteilversuchen TW1 - TW4 wurden die Betontemperaturen in den im Maßstellenplan (Abb. 5.4 und 5.5 des Abschnittes 5.2) aufgeführten Punkten über rd. 168 h gemessen. Die vollständige Auswertung der Temperaturmessungen ist im Anhang wiedergegeben. Die Betontemperatur erhöhte sich bei allen TW-Versuchskörpern bis ca. 28 h nach Zementzugabe und fiel dann kontinuierlich auf die Umgebungstemperatur ab, so daß nach rd. 168 h der Temperaturausgleich erreicht war. Die Temperaturverläufe in den maßgebenden Schnitten sind als Temperaturerhöhung in den Abb. 7.4 - 7.7 aufgetragen. Die maximale Temperaturerhöhung der Winterbedingungen entsprechenden Versuche TW2 und TW4 betrug bei dem 16 cm hohen Körper rd. 15 K, beim 50 cm hohen Körper rd. 18 K. Bei den Versuchskörpern TW2 und TW4 fiel die Temperatur auf Grund der abfallenden und schwankenden Lufttemperaturen schneller ab und pendelte sich dann auf einem niedrigeren Niveau als die Frischbetontemperatur ein.

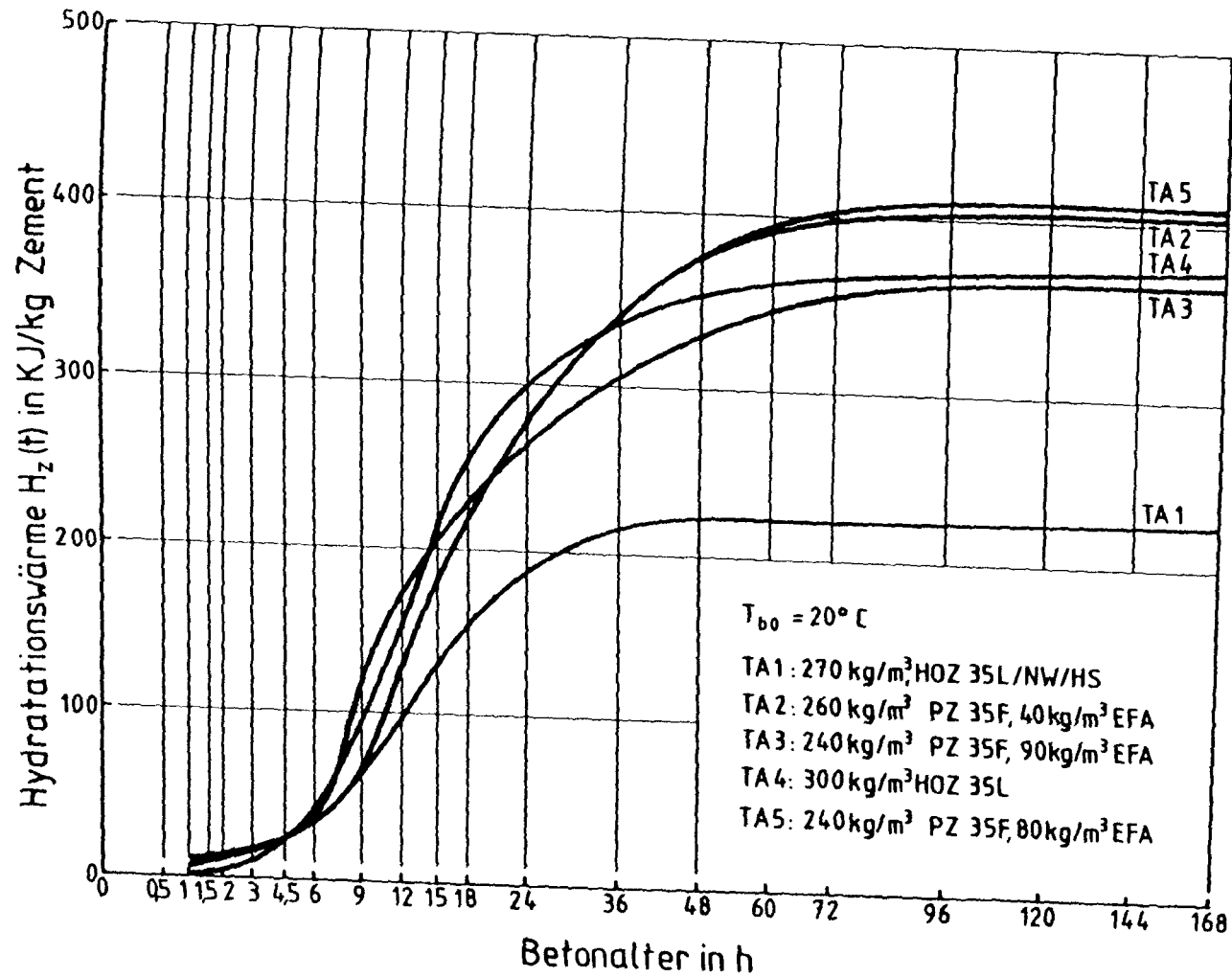


Abb. 7.3: Hydratationswärmeentwicklung in den Versuchen TA 1 - TA 5

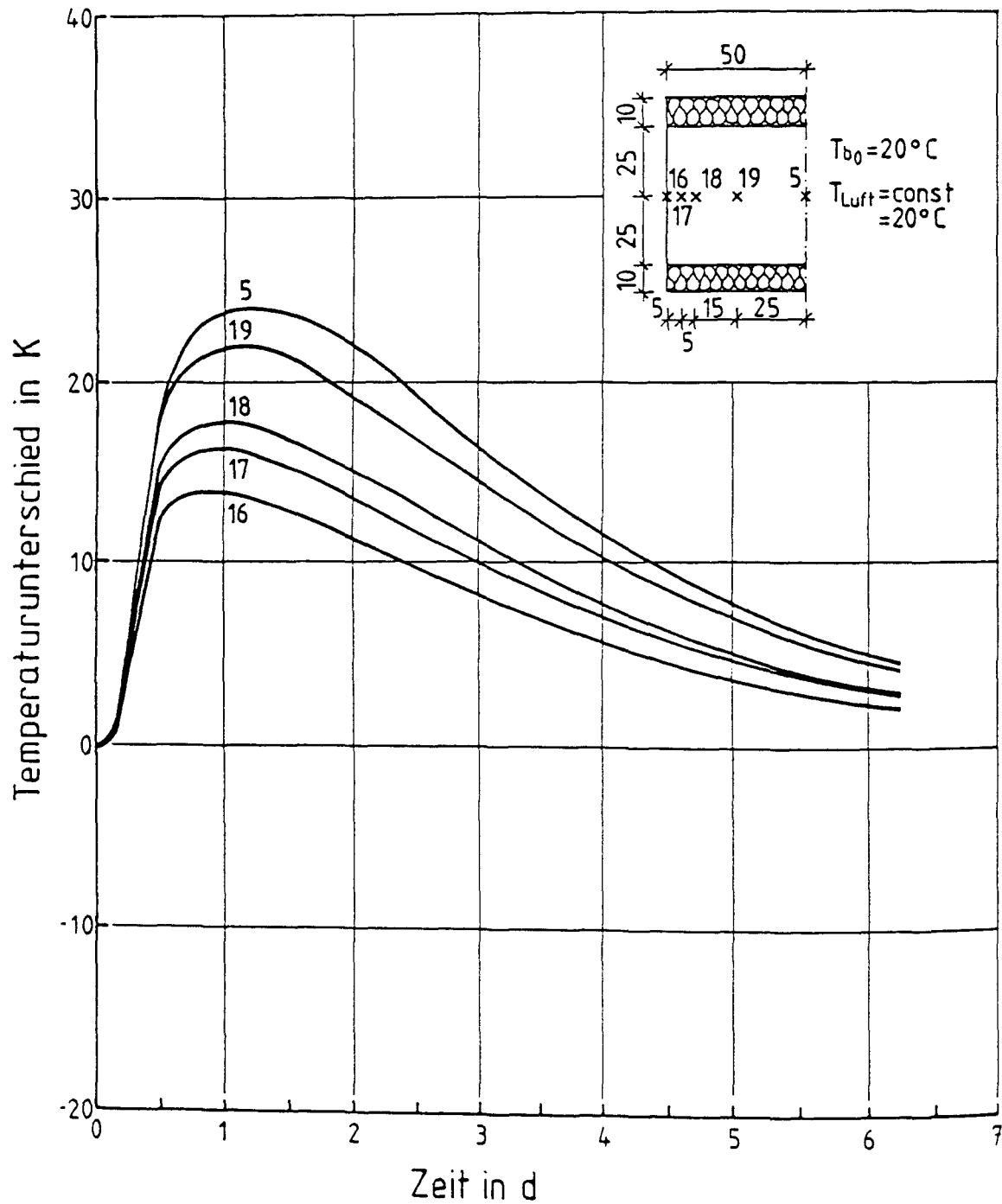


Abb. 7.4: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung im Versuchskörper TW 1

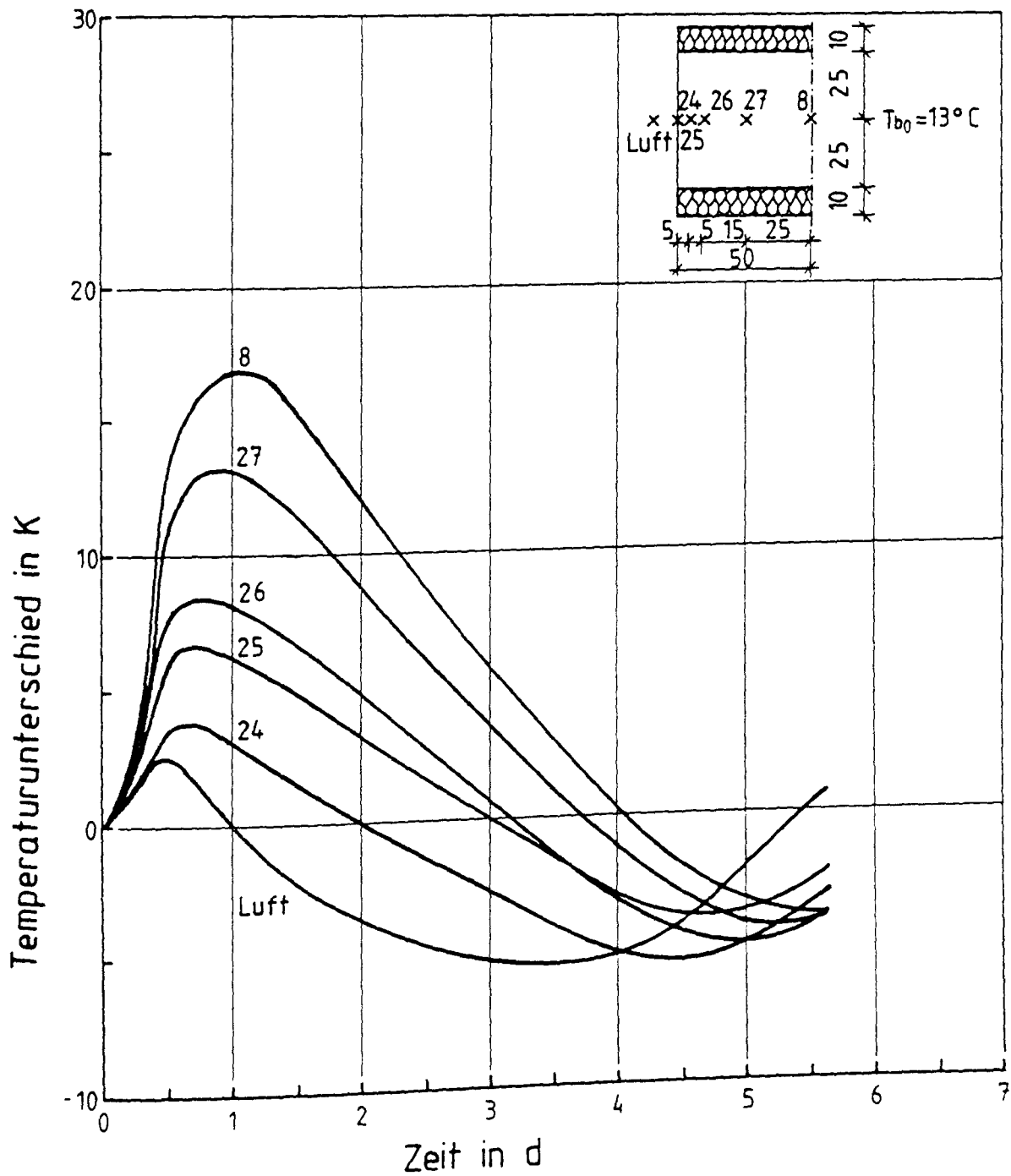


Abb. 7.5: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung im Versuchskörper TW 2

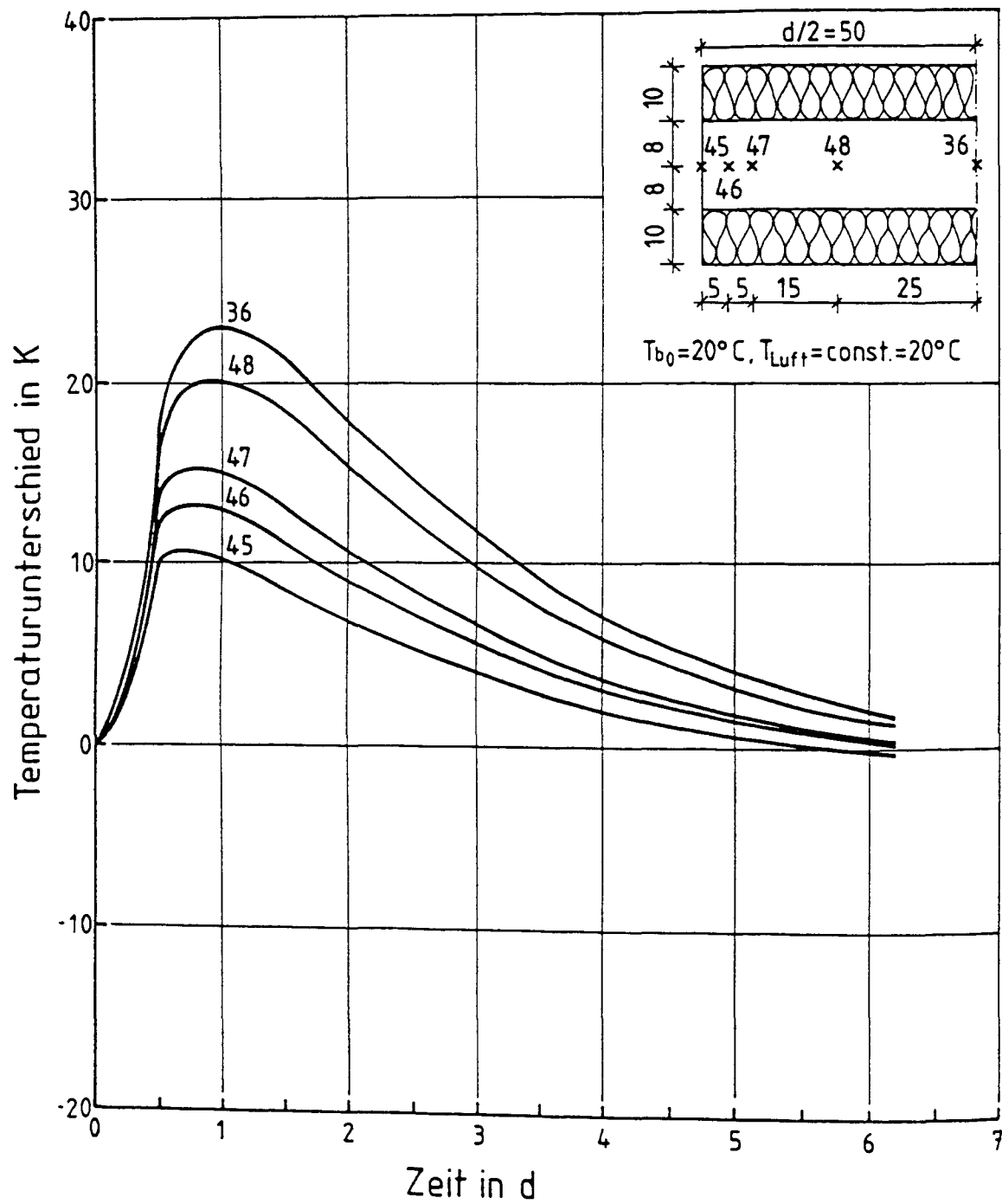


Abb. 7.6: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung im Versuchskörper TW 3

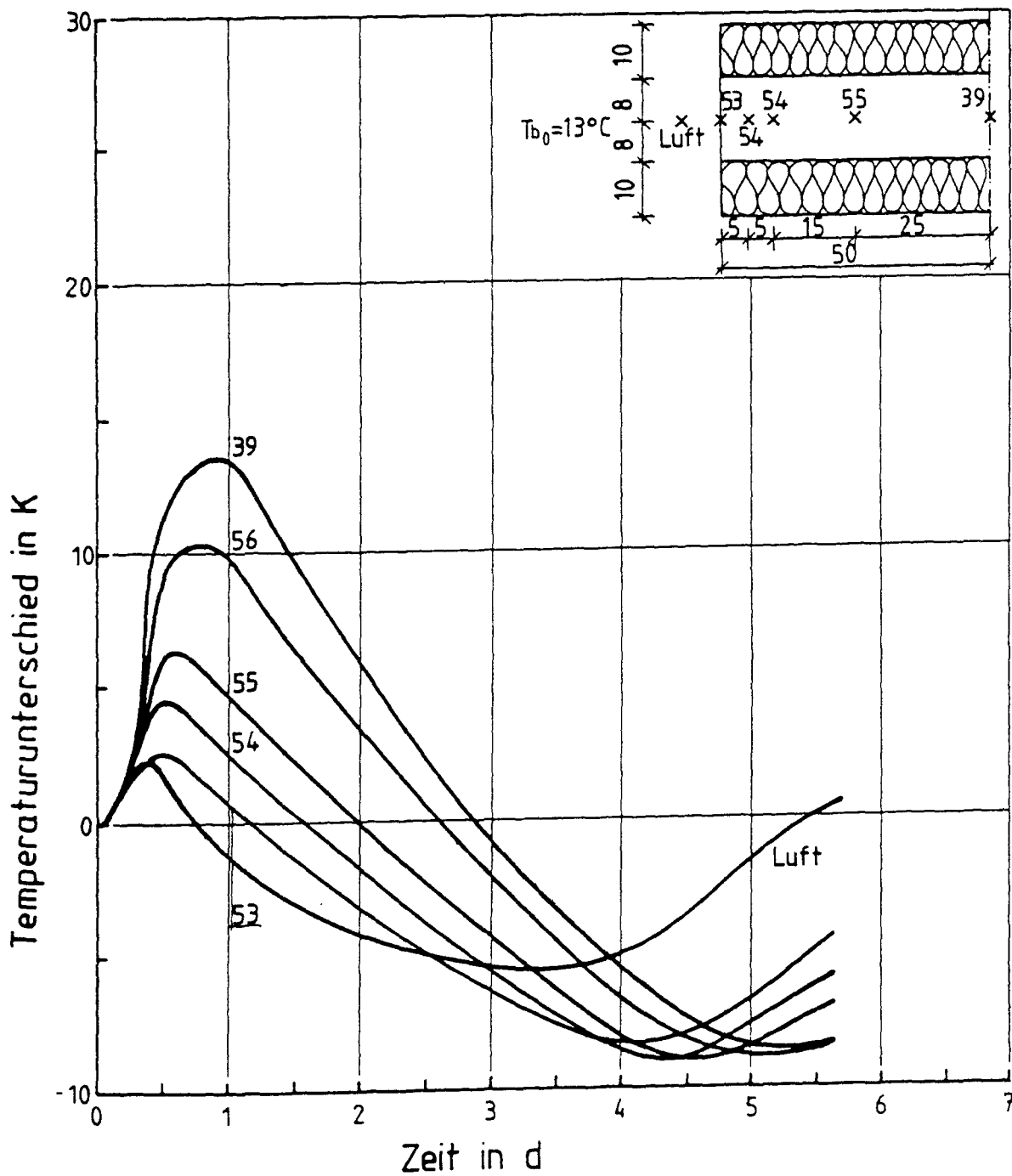


Abb. 7.7: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung im Versuchskörper TW 4

7.2.2 Temperaturverteilungen

In den in Abb. 7.8 bis 7.11 dargestellten Temperaturverteilungen der Versuchskörper TW1 bis TW4 wird die Temperaturerhöhung der Querschnitte ersichtlich. In den Querschnitten beträgt der Temperaturabfall zum Rand maximal 15 K; dies ist in der guten Wärmeleitfähigkeit der Stahlseitenschalungen begründet. Bei den Versuchskörpern TW2 und TW4 führte die stark schwankende Lufttemperatur mit dem Temperaturminimum nach ca. 4 Tagen zu einem frühen Temperatúrausgleich nach ca. 96 Stunden. Bei Versuchsende nach 5,8 Tagen hat sich die Temperaturgradienten entsprechend der Lufttemperaturerhöhung umgekehrt, so daß die Randbereiche höhere Temperaturen als die Mittelquerschnitte aufwiesen.

7.2.3 Beurteilung und Auswahl der Regeltemperatur für die Z-, ZK- und ZR-Versuche

Die Versuchskörperhöhe hat aufgrund der hochwirksamen horizontalen Wärmedämmung nur einen geringen Einfluß auf das gesamte Temperaturniveau, so daß für die weiteren Versuche die Platten mit der Höhe 16 cm ausgewählt werden konnten. Die TW-Versuche unter Winterbedingungen schieden bei der weiteren Auswahl aus, weil die Lufttemperatur über den Versuchszeitraum zu sehr variierte, was eine zusätzliche Variable im Betrachtungsmodell bedeutet hätte.

Für die Temperaturregelung der Z-, ZK- und ZR-Versuche wurde die Randzonen-temperatur $T_{rm}(t)$ der Meßstellen 47 des Versuchskörpers TW3 (Abb. 7.6) ausgewählt. Sie liegt etwa im Kern des gedachten Randausschnittes eines 16 cm dicken Wandstreifens.

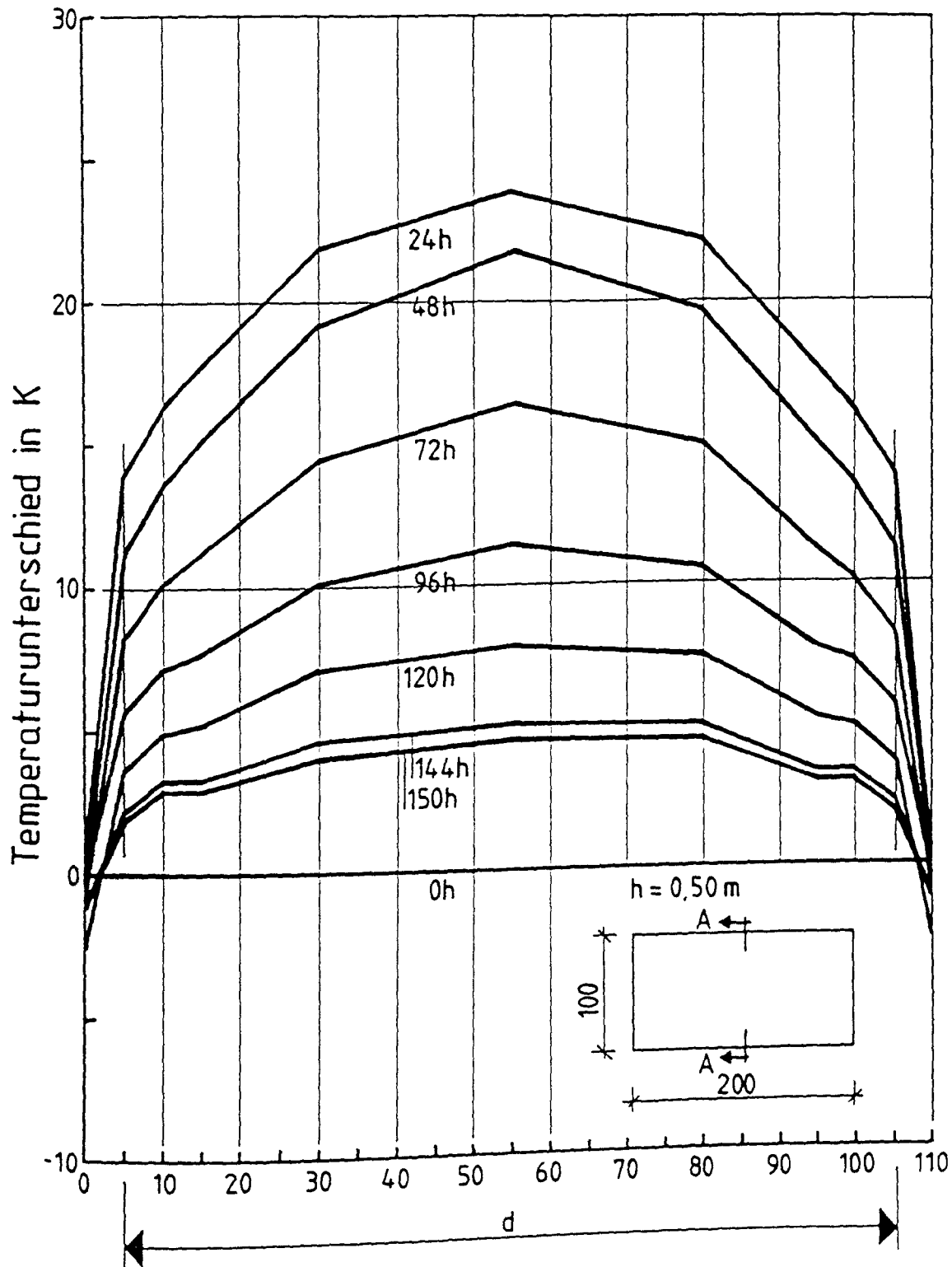


Abb. 7.8: Temperaturverteilung im Versuchskörper TW 1

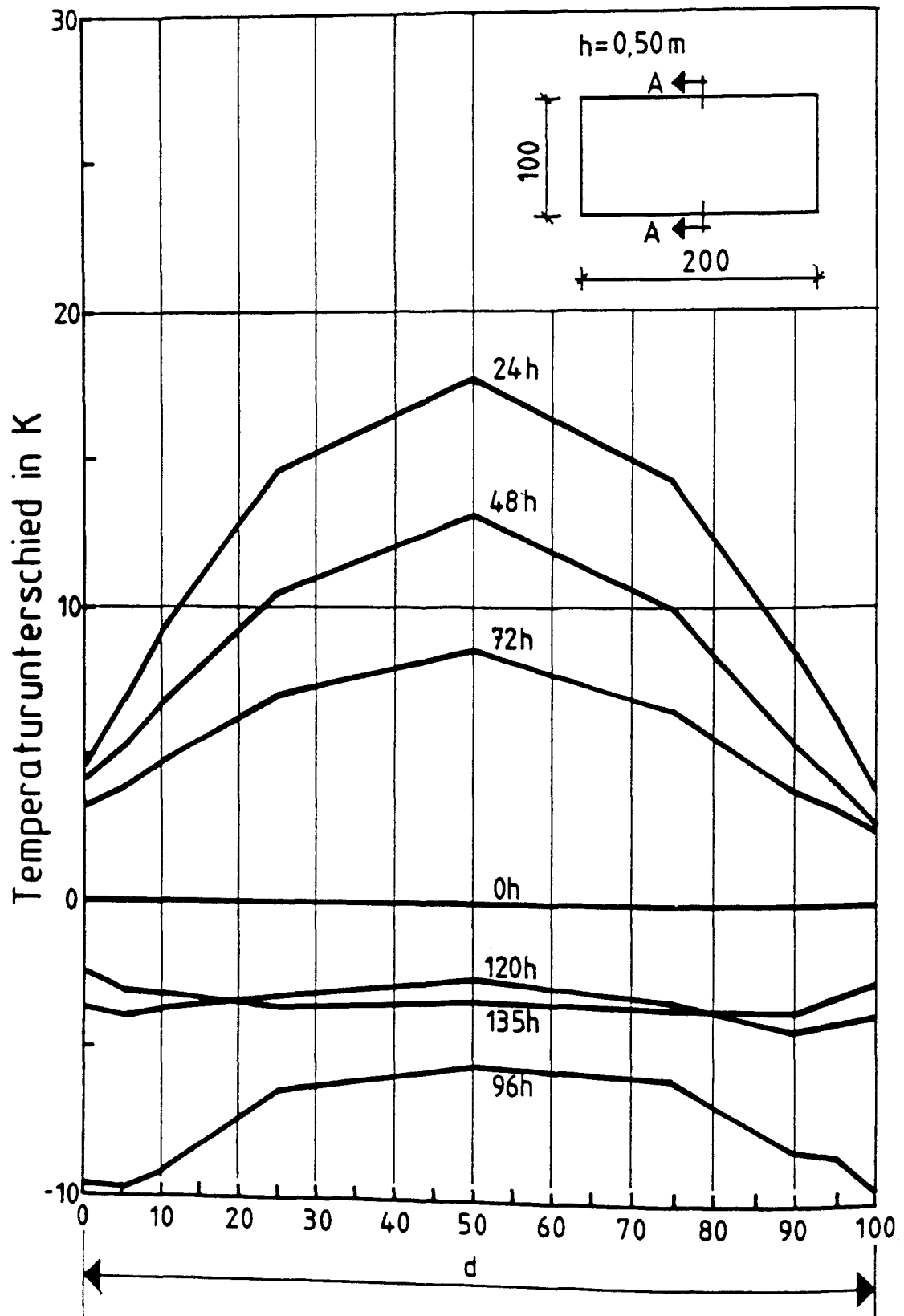


Abb. 7.9: Temperaturverteilung im Versuchskörper TW 2

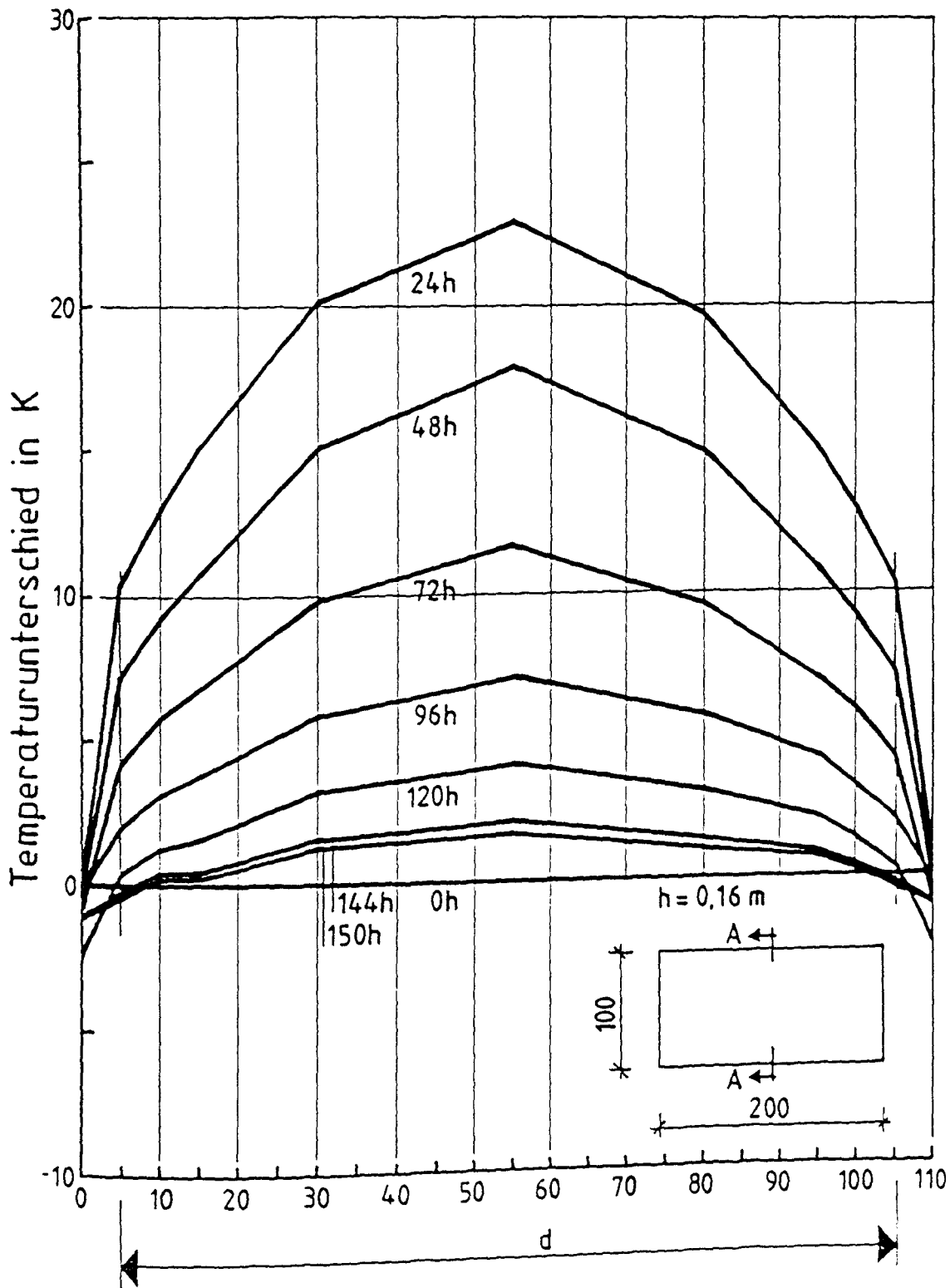


Abb. 7.10: Temperaturverteilung im Versuchskörper TW 3

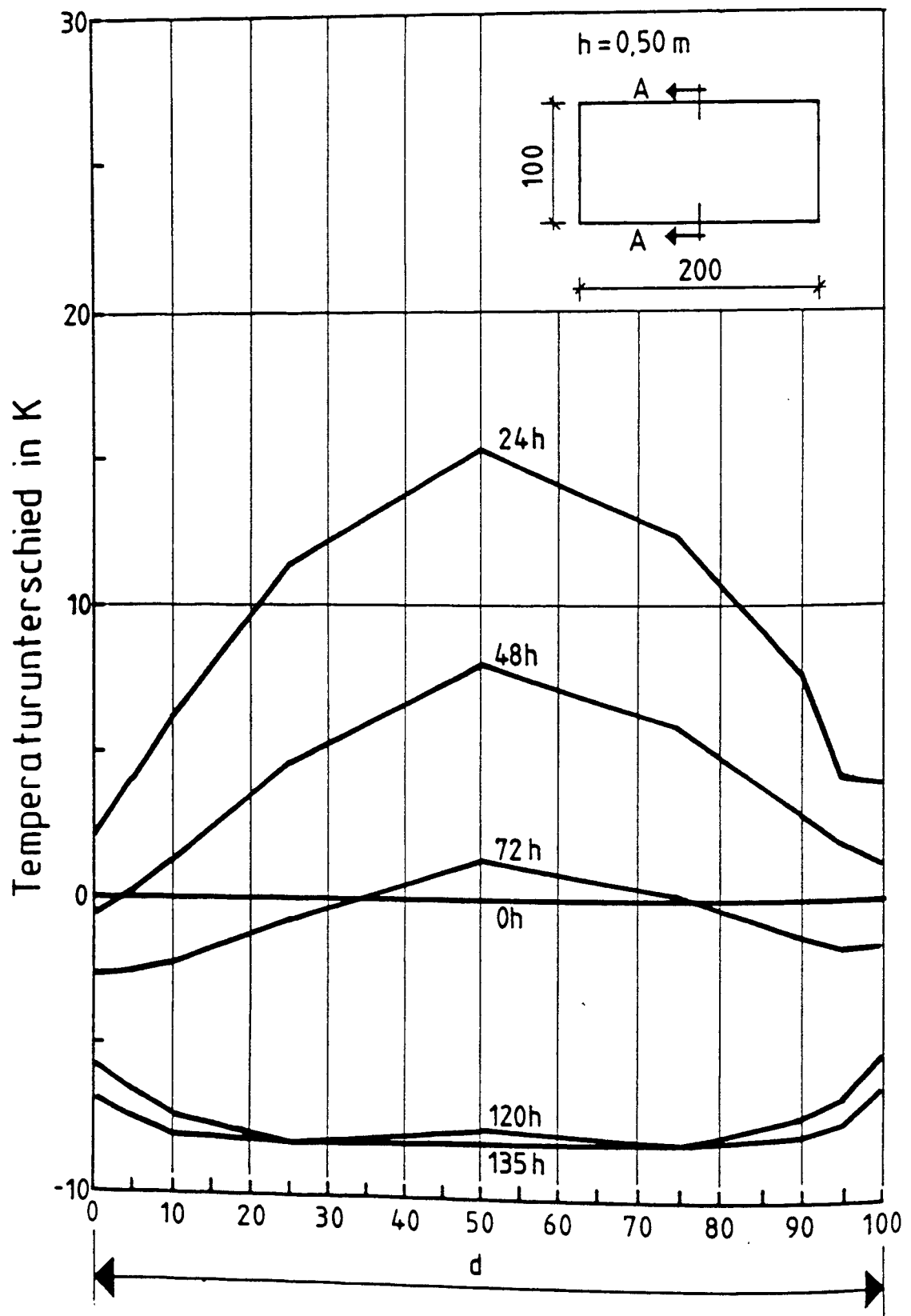


Abb. 7.11: Temperaturverteilung im Versuchskörper TW 4

7.3 Ergebnisse der axialen Zugversuche Z

7.3.1 Temperaturmessungen

Die axialen Zugversuchskörper Z, denen die mittlere Randzonentemperatur des massigen Wandstreifens aufgezwungen wurde, wiesen die in den Abb. 7.12 - 7.15 dargestellten Temperaturverläufe und -verteilungen auf. Die Frischbetontemperatur betrug 20 °C. Wie aus den o.g. Abbildungen ersichtlich, traten keine wesentlichen Temperaturgradienten weder in Längs- noch in Querrichtung der Versuchskörper auf, so daß von einem ebenen Temperaturdehnungszustand ausgegangen werden kann.

7.3.2 Lastunabhängige Verformungen

Die lastunabhängige Verformung des Betons setzt sich aus einem der temperaturabhängigen und einem temperaturunabhängigen Anteil zusammen. Wie aus der Abb. 7.16 ersichtlich, ändert sich die Betondehnung nicht proportional der zugehörigen Temperatur. Die große Schwankungsbreite der lastunabhängigen Verformungen ließ es wenig sinnvoll erscheinen, die Verformungsanteile als alters- und temperaturabhängige Größen zu definieren, um sie dann rechnerisch zu kompensieren. Statt dessen wurde der elektrischen Kompensation mit den beiden identischen Versuchskörpern und der Vollbrückenschaltung der Vorzug gegeben, zumal die verwendeten Dehnmeßstreifen auch einen temperaturabhängigen K-Wert besitzen (s. Abschnitt 5.3.1).

7.3.3 Alters- und dehngeschwindigkeitsabhängige Entwicklung der Festigkeits- und Verformungskennwerte

7.3.3.1 Spannung-Dehnungsbeziehungen

Bei den zentrischen Zugversuchen Z wurden das Betonalter τ_e bei Belastungsbeginn und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ (s. Tab. 4.3) variiert. Die σ - ϵ -Linien sind in den Abb. 7.17 - 7.19 dargestellt.

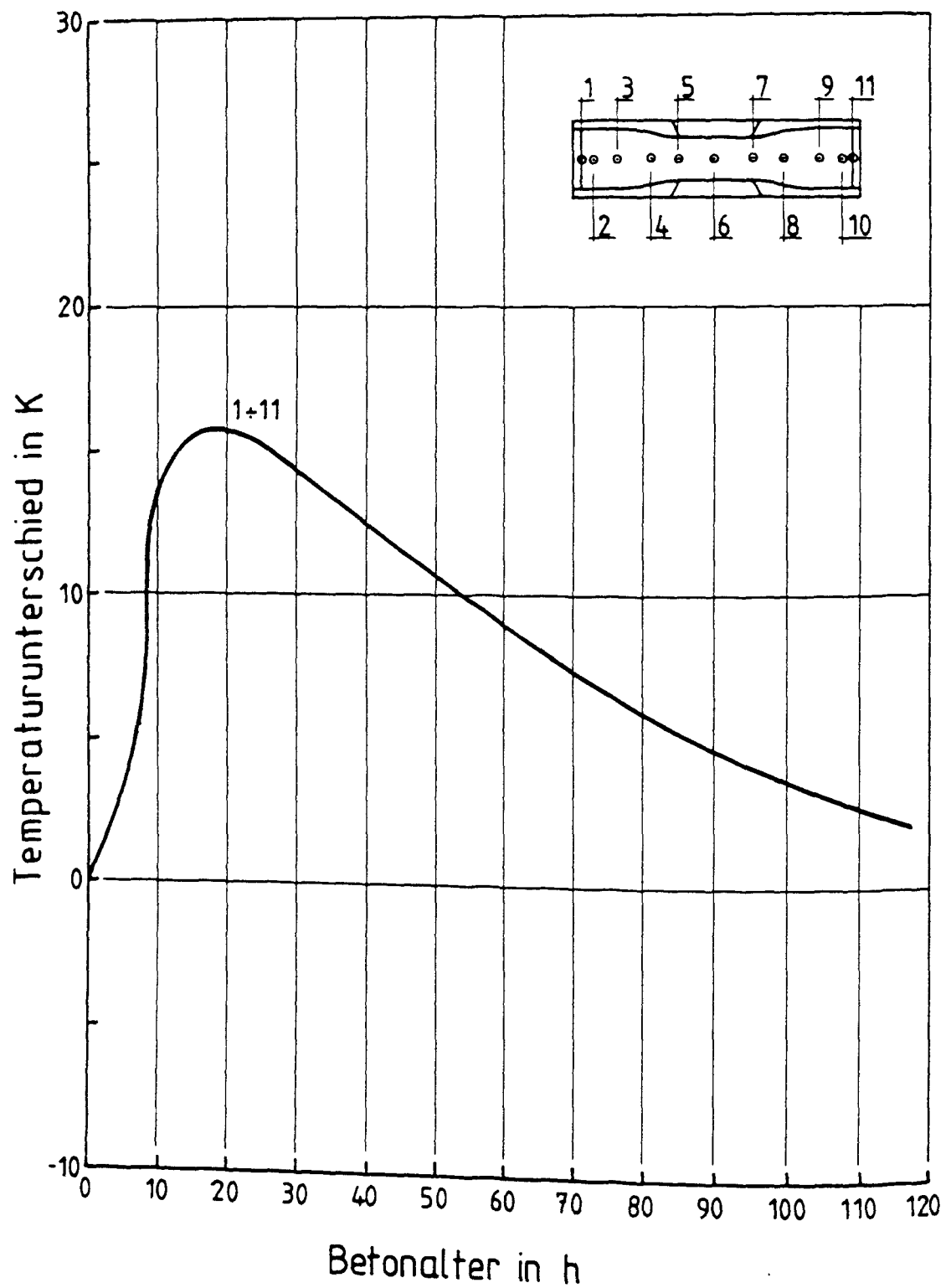


Abb. 7.12: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung in den Zugversuchskörpern Z, Längsschnitt I - I

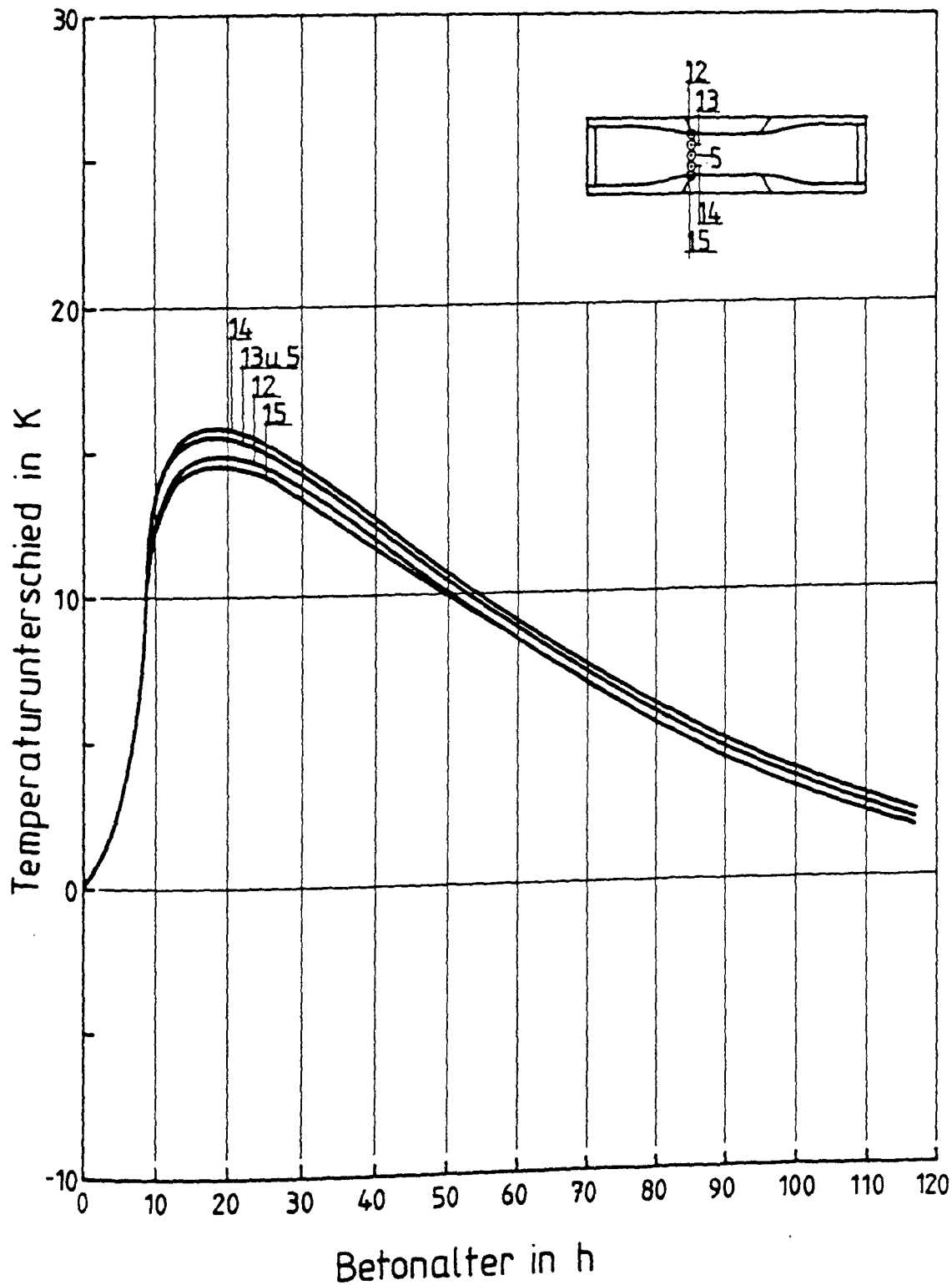


Abb. 7.13: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von der Zeit nach Betonherstellung in den Zugversuchskörpern Z, Querschnitt II - II

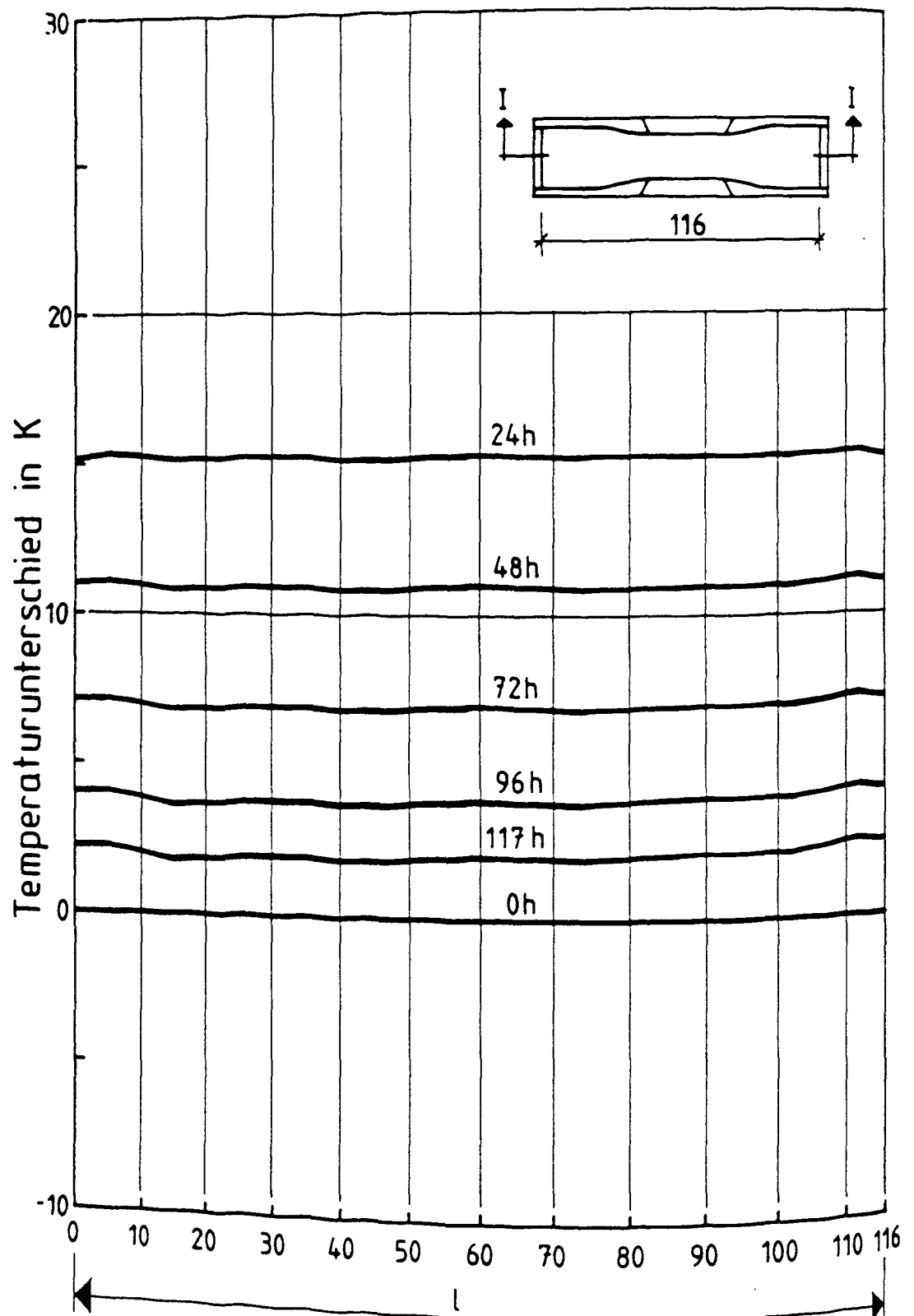


Abb. 7.14: Temperaturverteilung in den Zugversuchskörpern Z, Längsschnitt I - I, Mst. 1 - 11

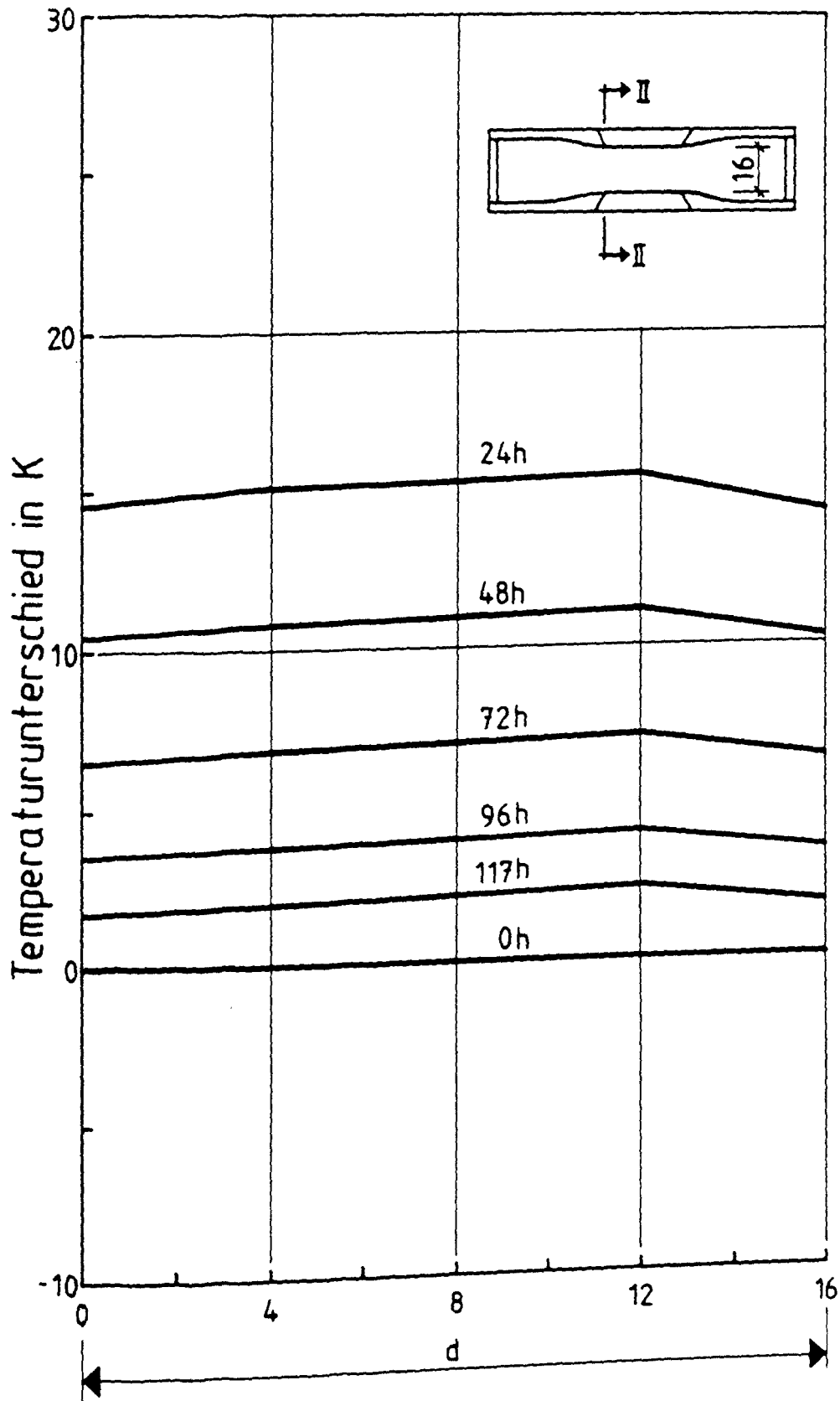


Abb. 7.15: Temperaturverteilung in den Zugversuchskörpern Z, Querschnitt II - II, Mst. 12 - 15 und 5

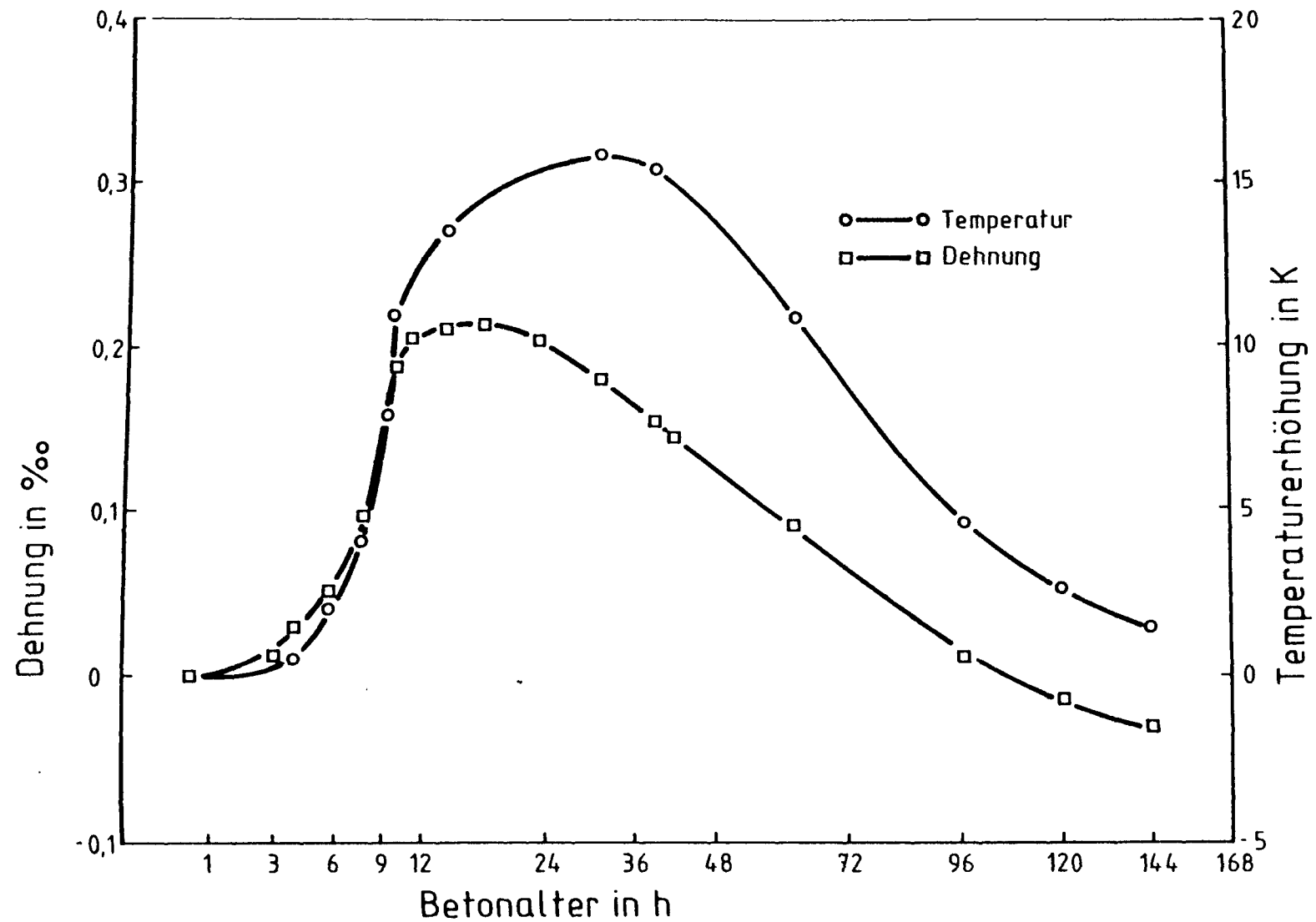


Abb. 7.16: Temperatur und lastunabhängige Verformungen der Zugversuchskörper Z

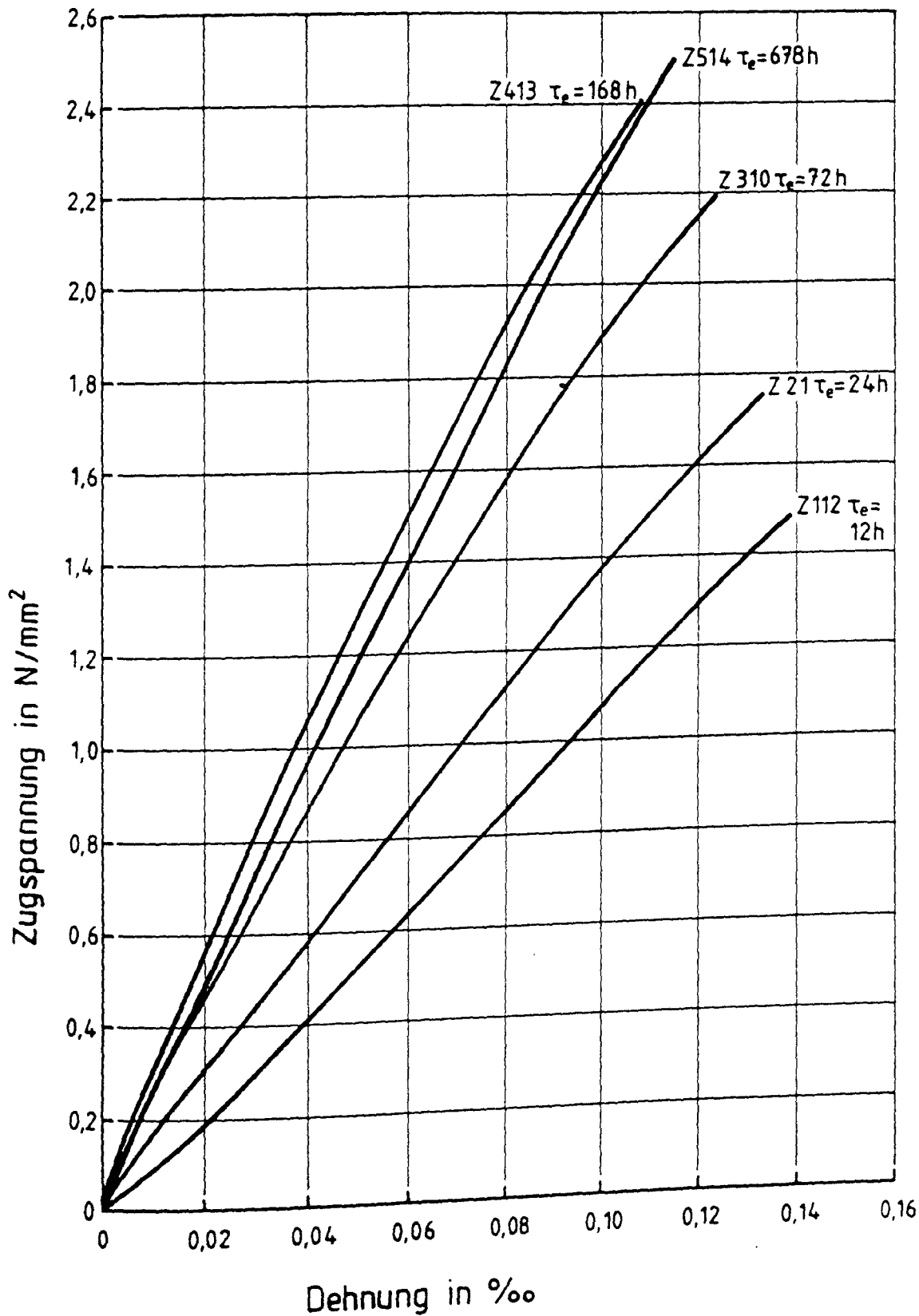


Abb. 7.17: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ ‰/h}$ in unterschiedlichem Betonalter zwischen 12 und 672 h

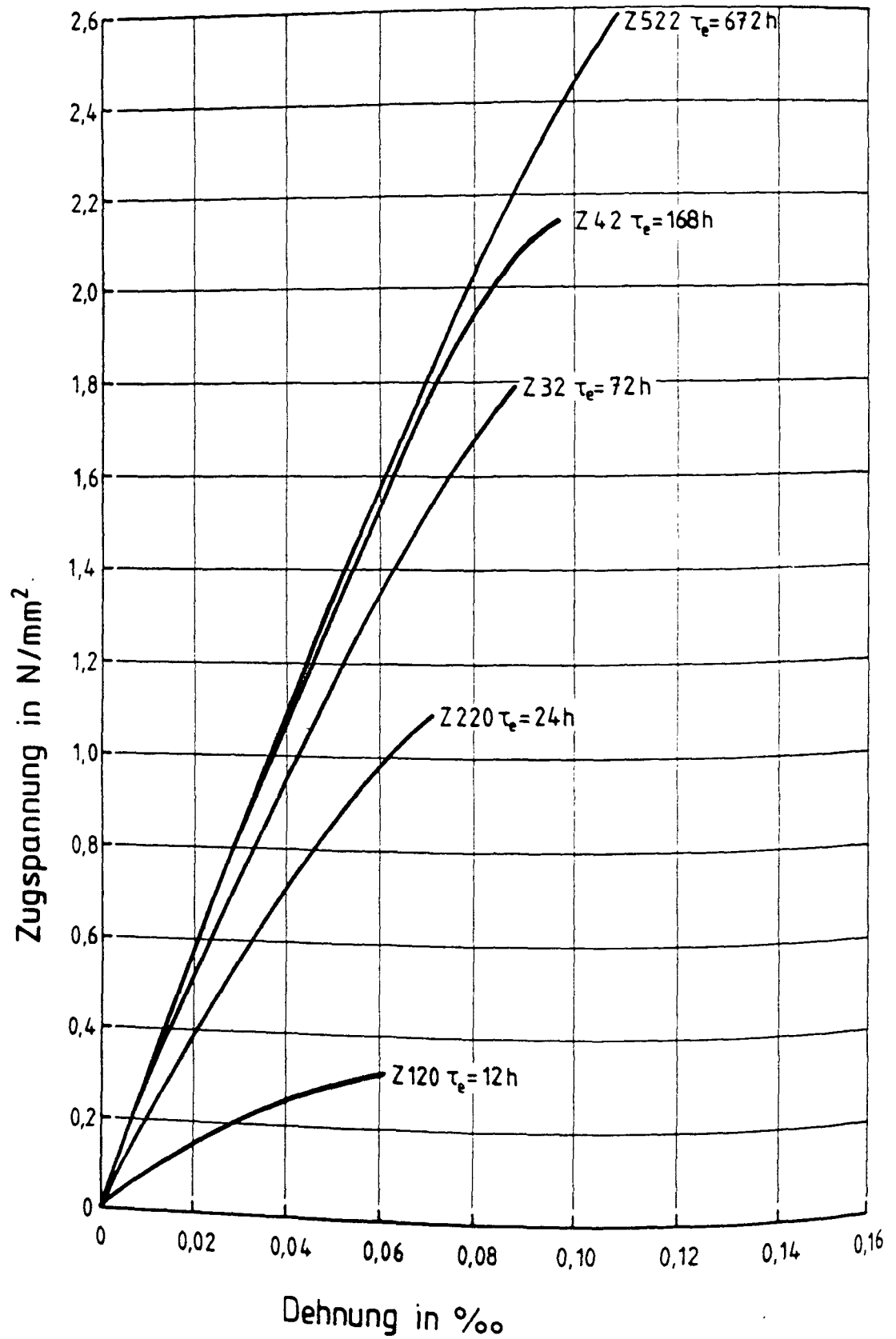


Abb. 7.18: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ ‰/h}$ in unterschiedlichem Betonalter zwischen 12 und 672 h

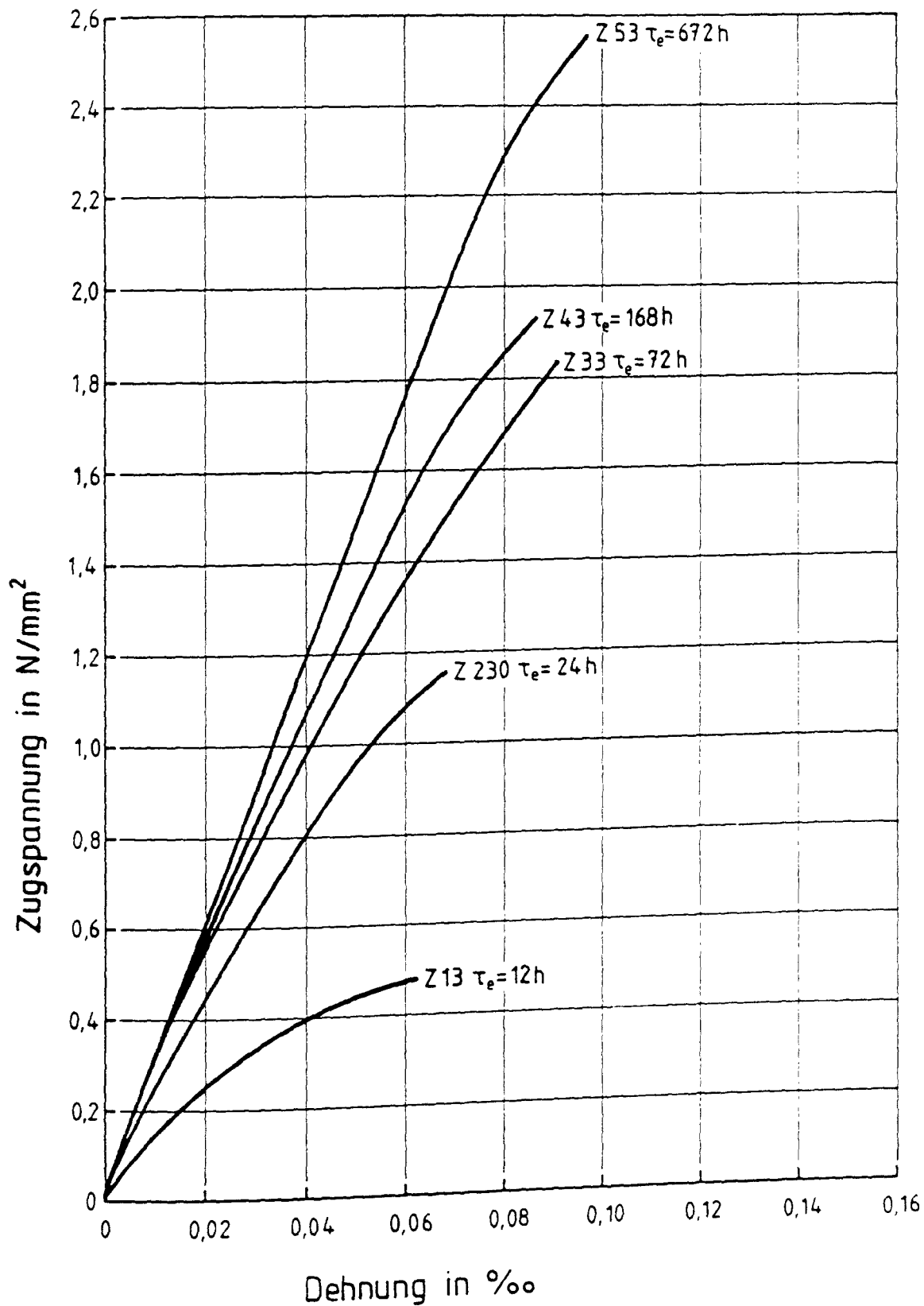


Abb. 7.19: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 20,0 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ in unterschiedlichem Betonalter zwischen 12 und 672 h

Bei den Versuchen mit den Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon} = 0,2$ bzw. $20 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ sind die Kurven parabolisch geformt. Mit zunehmendem Betonalter wird die Spannungsdehnungslinie gestreckter, wobei aber immer noch ein deutlicher Unterschied zur Geraden bleibt. Die σ - ϵ -Linien für die höhere (Abb. 7.19) und mittlere (Abb. 7.18) Dehngeschwindigkeit ähneln dabei einander sehr, während die σ - ϵ -Linien mit der sehr kleinen (Abb. 7.17) Dehngeschwindigkeit eine deutlich gestrecktere Form mit einer wesentlich größeren Bruchdehnung, gerade im jungen Betonalter aufweisen.

Das ist sicherlich in dem fortschreitenden Betonalter während der Belastung begründet. Die langsamen Versuche dauerten zwischen 50 und 70 Stunden, während die schnellen Versuche etwa 11 bis 18 Sekunden bis zum Bruch benötigten. Der Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf die σ - ϵ -Linien bei unterschiedlichem Betonalter τ_e ist in den Abb. 7.20 - 7.24 dargestellt. Im Betonalter $\tau_e = 12 \text{ h}$ (Abb. 7.20) haben die σ - ϵ -Linien für $\dot{\epsilon} = 0,2$ bzw. $20,0 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ eine ähnliche parabolisch gekrümmte Form, während die σ - ϵ -Linie bei $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ fast eine Gerade bildet, die eine Anfangssteigung ähnlich der schnelleren Versuche hat, aber dann mit zunehmender Spannung deutlich gestreckter ist. Zugfestigkeit und Bruchdehnung erreichen dabei mehr als den doppelten Betrag der Versuche mit höheren Dehngeschwindigkeiten. Dieser Geschwindigkeitseinfluß verringert sich mit zunehmenden Betonalter (siehe Abb. 7.21 bis 7.23) und ist bei $\tau_e = 672 \text{ h}$ (28 Tage) kaum noch feststellbar (siehe Abb. 7.24). Die Diskussion der Ergebnisse folgt später.

7.3.3.2 Entwicklung der Festigkeitskennwerte

In Abb. 7.25 ist die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit (gewonnen aus den σ - ϵ -Linien der Abb. 7.20 - 7.24) dargestellt. Die Festigkeit wächst bis zum Alter von etwa 24 h sehr rasch an, danach verlangsamt sich ihre Zunahme allmählich. Die Zugfestigkeitsentwicklung bei den Zugversuchen mit $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ }^{\circ}/\text{oo}/\text{h}$ verläuft bei sonst ähnlicher Kurvenform auf einem wesentlich höheren Niveau, was sicherlich in dem um 60 - 70 h höheren Betonalter bei Versuchsende begründet ist. Die 28-Tagefestigkeit ist bei allen Dehngeschwindigkeiten ungefähr gleich: $\beta_Z \approx 2,50 \text{ N/mm}^2$.

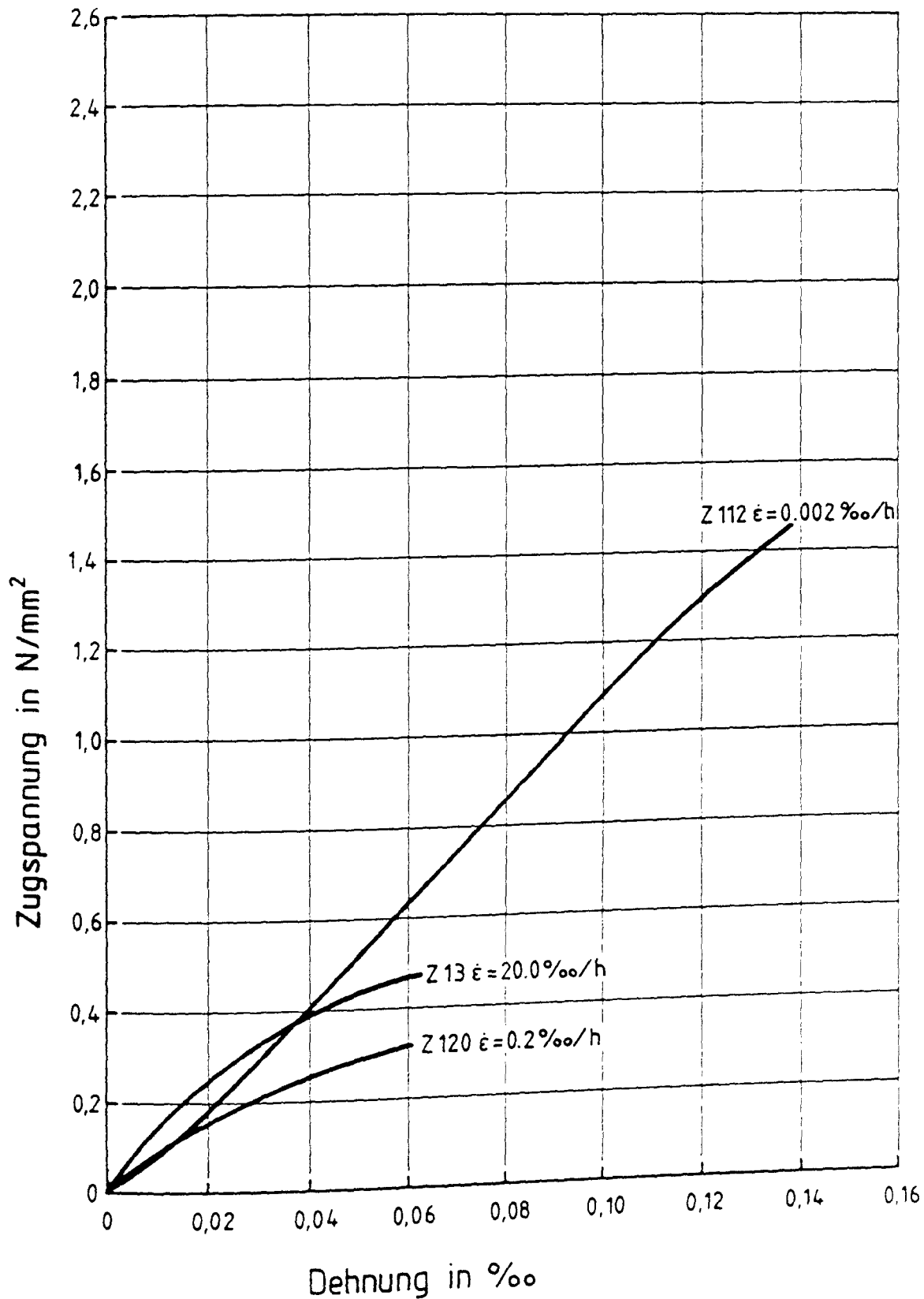


Abb. 7.20: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_e = 12\text{h}$ mit unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit zwischen $\dot{\epsilon} = 0,002$ und $20,0 \text{ ‰/h}$

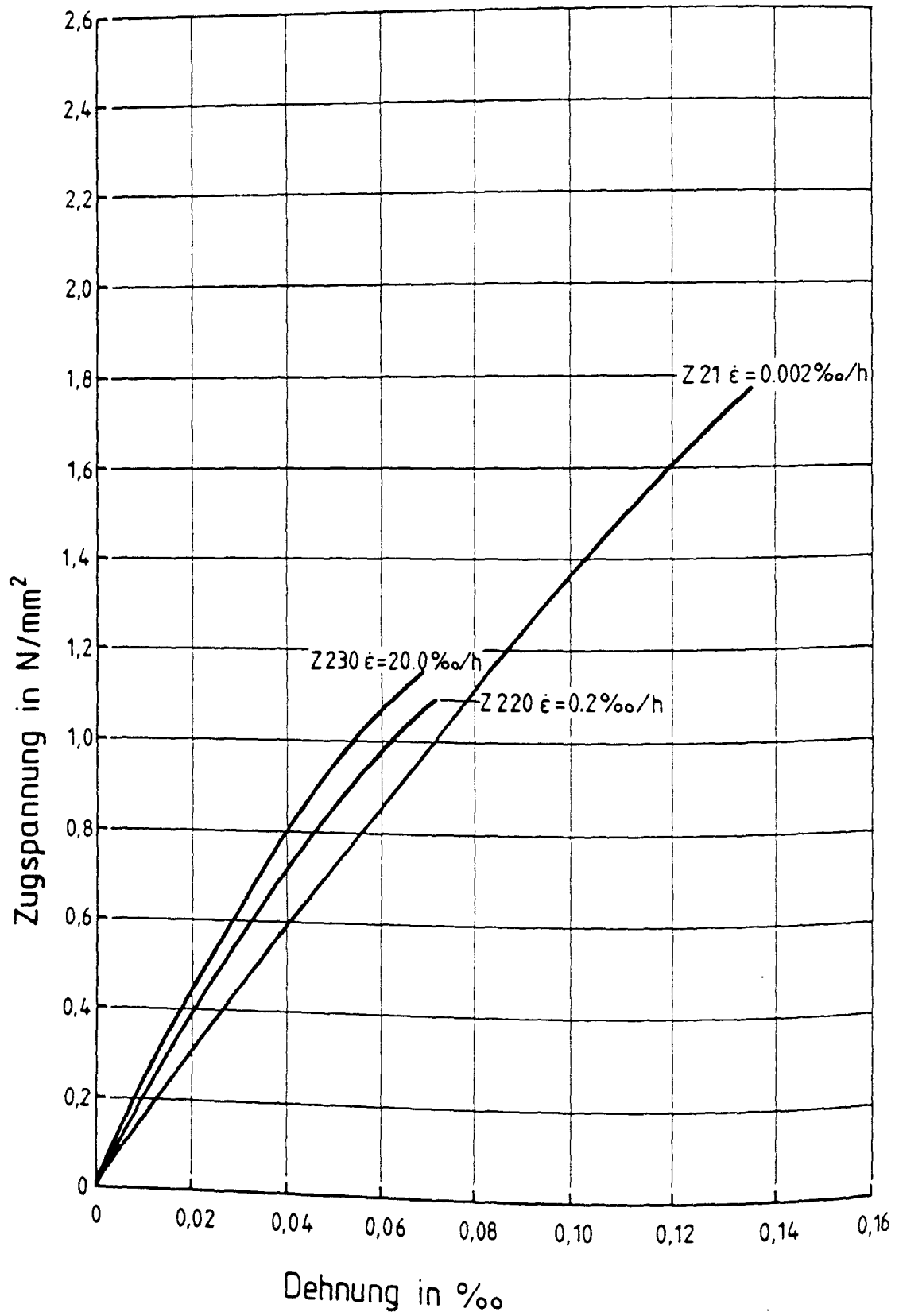


Abb. 7.21: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_e = 24\text{h}$ mit unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit zwischen $\dot{\epsilon} = 0,002$ und $20,0 \text{ ‰/h}$

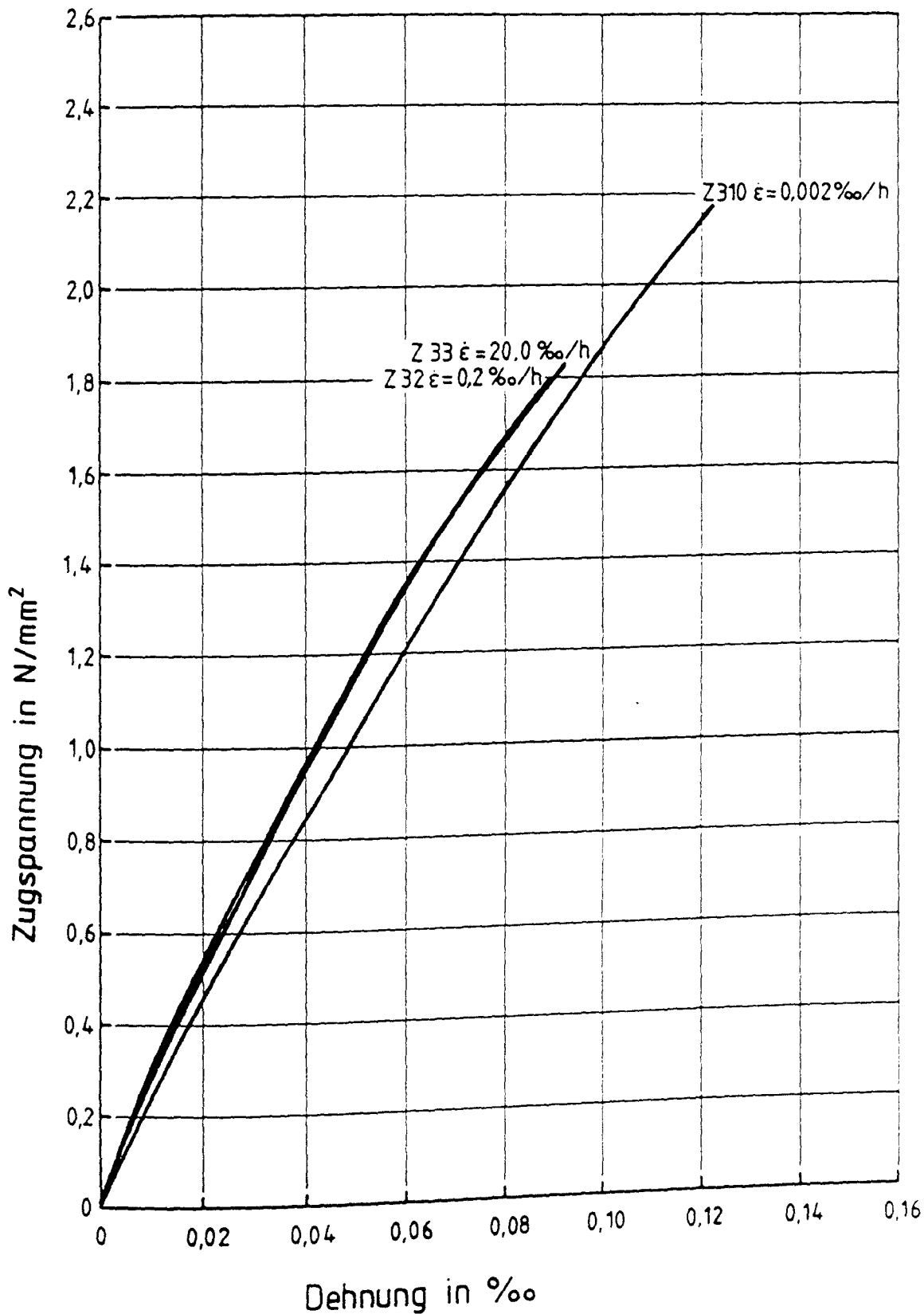


Abb. 7.22: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_e = 72\text{h}$ mit unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit zwischen $\dot{\epsilon} = 0,002$ und $20,0 \text{ ‰/h}$

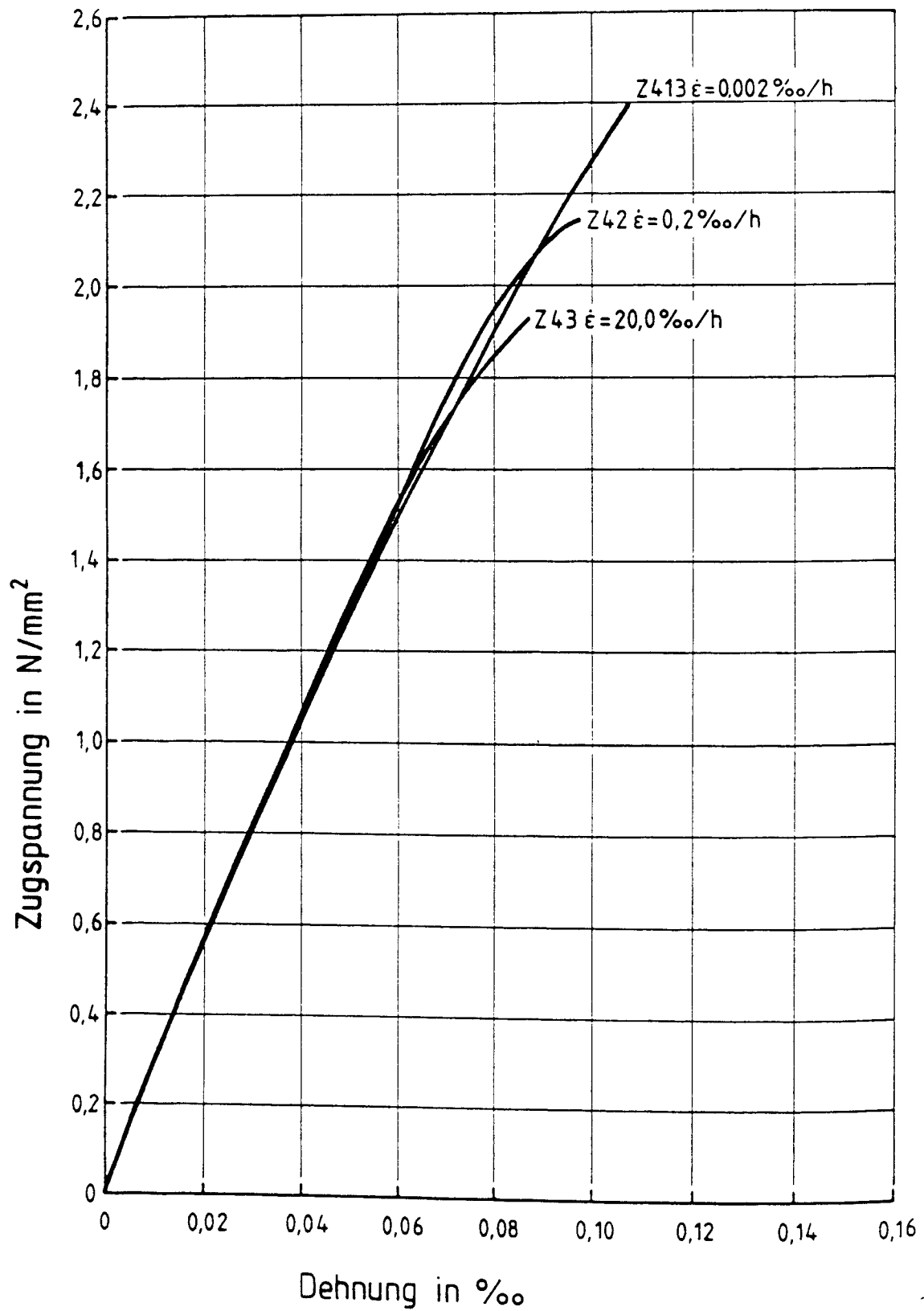


Abb. 7.23: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_e = 168\text{h}$ mit unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit zwischen $\dot{\epsilon} = 0,002$ und $20,0 \text{ ‰/h}$

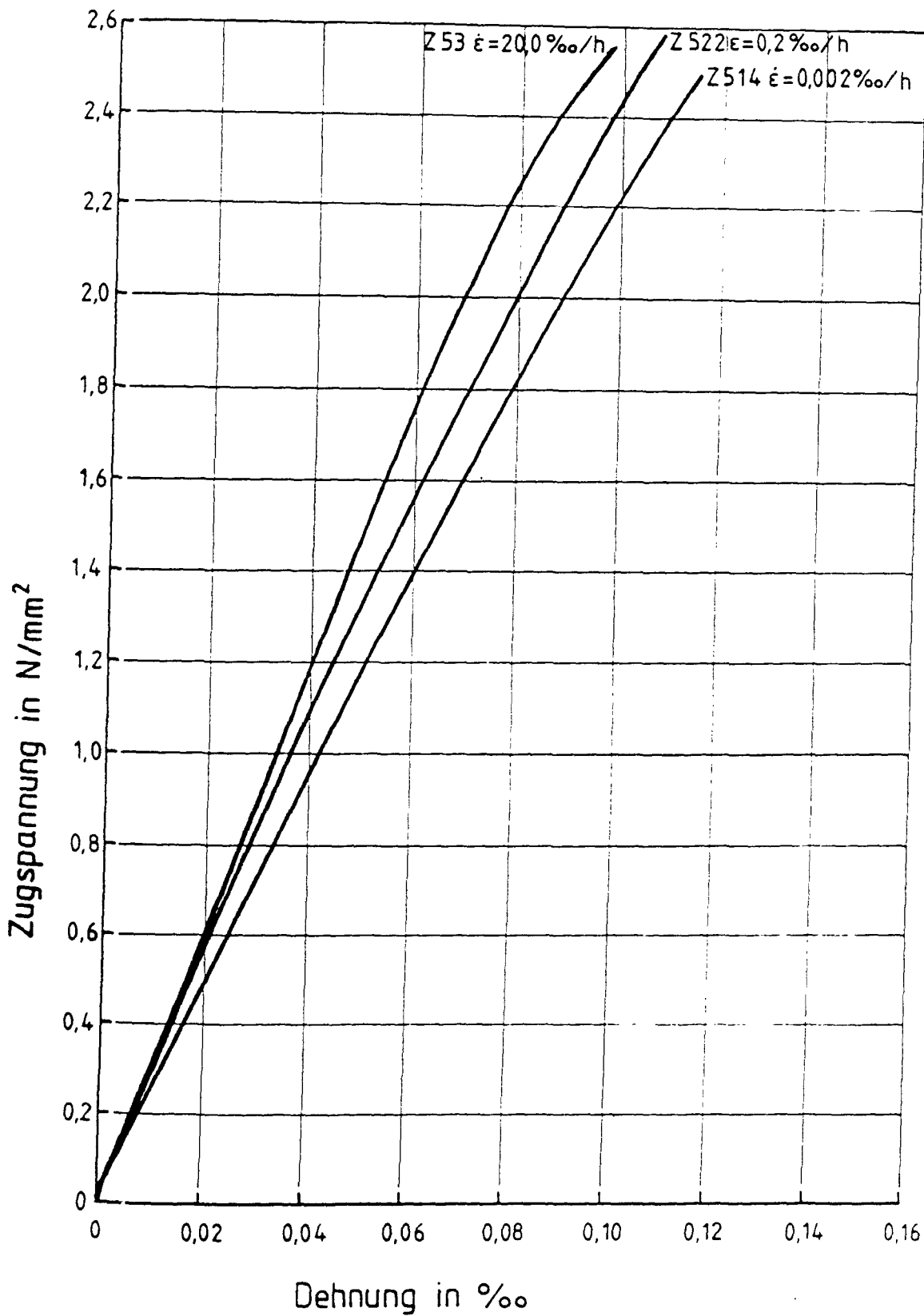


Abb. 7.24: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_e = 672\text{h}$ mit unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit zwischen $\dot{\epsilon} = 0,002$ und $20,0 \text{ ‰/h}$

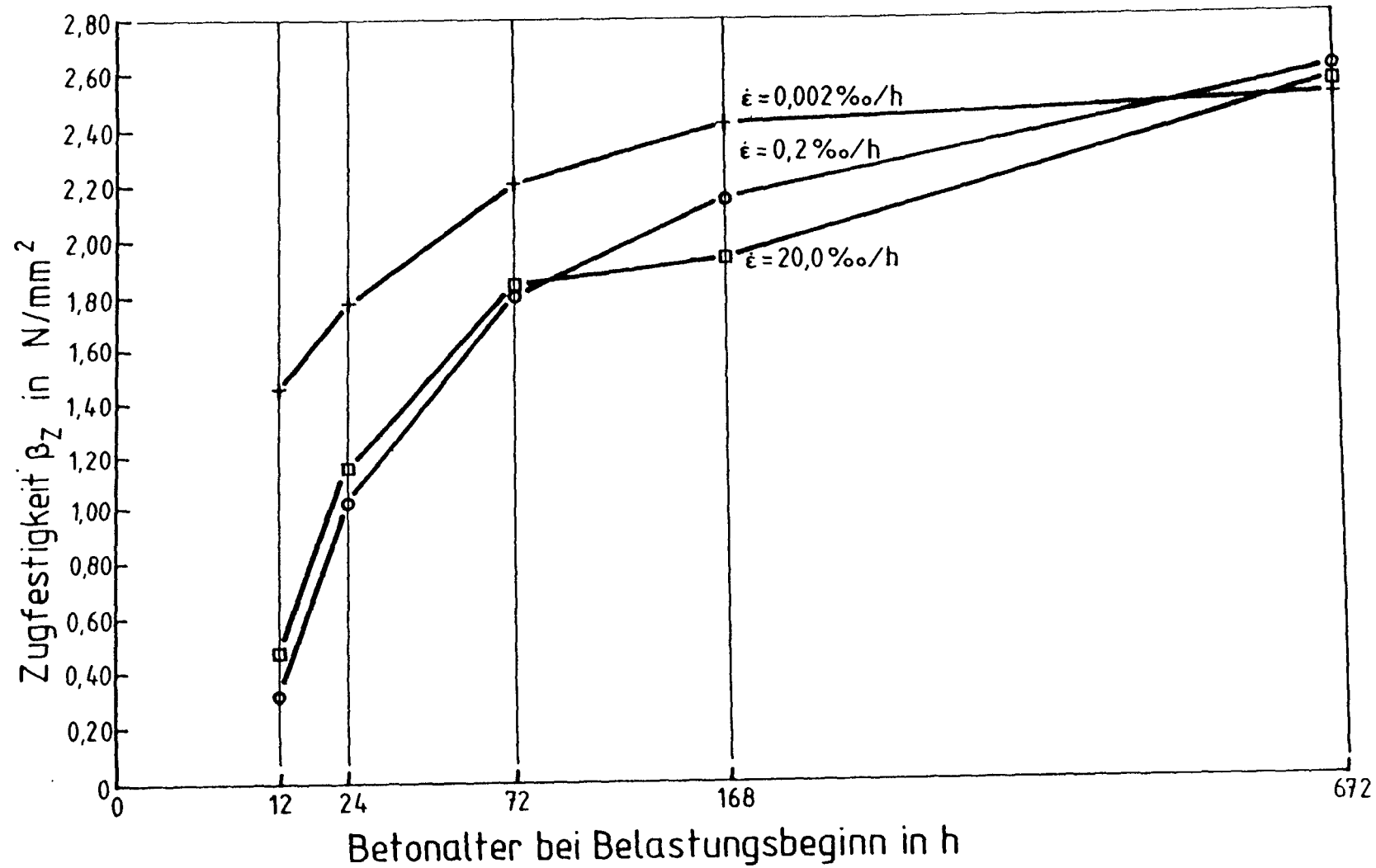


Abb. 7.25: Entwicklung der Betonzugfestigkeit β_z in Abhängigkeit vom Betonalter τ_e bei unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit

Die Festigkeitszunahme ist nach 28 Tagen noch nicht abgeschlossen. Die Festigkeitsentwicklungen in Abhängigkeit vom Betonalter wird sicher von Mischungsstreuungen beeinflusst.

7.3.3.3 Betonlängs- und Querdehnungen

Während der Zugversuche wurden bei einigen Versuchskörpern neben den Längs- auch die Querdehnungen gemessen. Die Bilder 7.26 und 7.27 geben die Querdehnung, die Längsdehnung und die Querdehnungszahl $\mu = \varepsilon_q / \varepsilon_l$ in Abhängigkeit von der bezogenen Betonspannung wieder. Die Querdehnungszahl bleibt dabei über dem Betonalter weitgehend konstant und beträgt im Mittel $\mu = 0,11$.

7.3.3.4 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Der Zugelastizitätsmodul E_Z wurde als mittlerer Sekantenmodul zwischen $\sigma_Z = 0$ und $\sigma_Z = 0,5 \beta_Z$ des Belastungsastes der Spannung-Dehnungslinie ermittelt.

Abb. 7.28 enthält die Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls über dem Betonalter. Es zeigt sich deutlich, daß die größte Steifigkeitszunahme innerhalb der ersten 24 h erfolgt. Die verschiedenen Dehngeschwindigkeiten ziehen nur geringe Unterschiede bei den Steifigkeitsentwicklungen nach sich, wobei die Versuche mit der größten Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} = 20,0 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ den größten Zug-E-Modul aufweisen.

7.3.3.5 Entwicklung der Verformungskennwerte

Die in den Zugversuchen erreichte Bruchdehnung ist in Abb. 7.29 in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen. Sie wuchs für die mittlere und große Dehngeschwindigkeit von $\approx 0,06 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ im Betonalter 12 Stunden auf $0,1 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ im Betonalter 28 Tage mit abnehmender Geschwindigkeit an. Die langsamen Zugversuche zeigten eine wesentlich andere Bruchdehnungsentwicklung. Sie hatte im Betonalter bei Prüfbeginn von 12 h den größten Wert mit $0,14 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ und nahm stetig bis zum Betonalter 168 h auf $0,11 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ ab, um dann analog zu den schnelleren Versuchen weiter anzuwachsen.

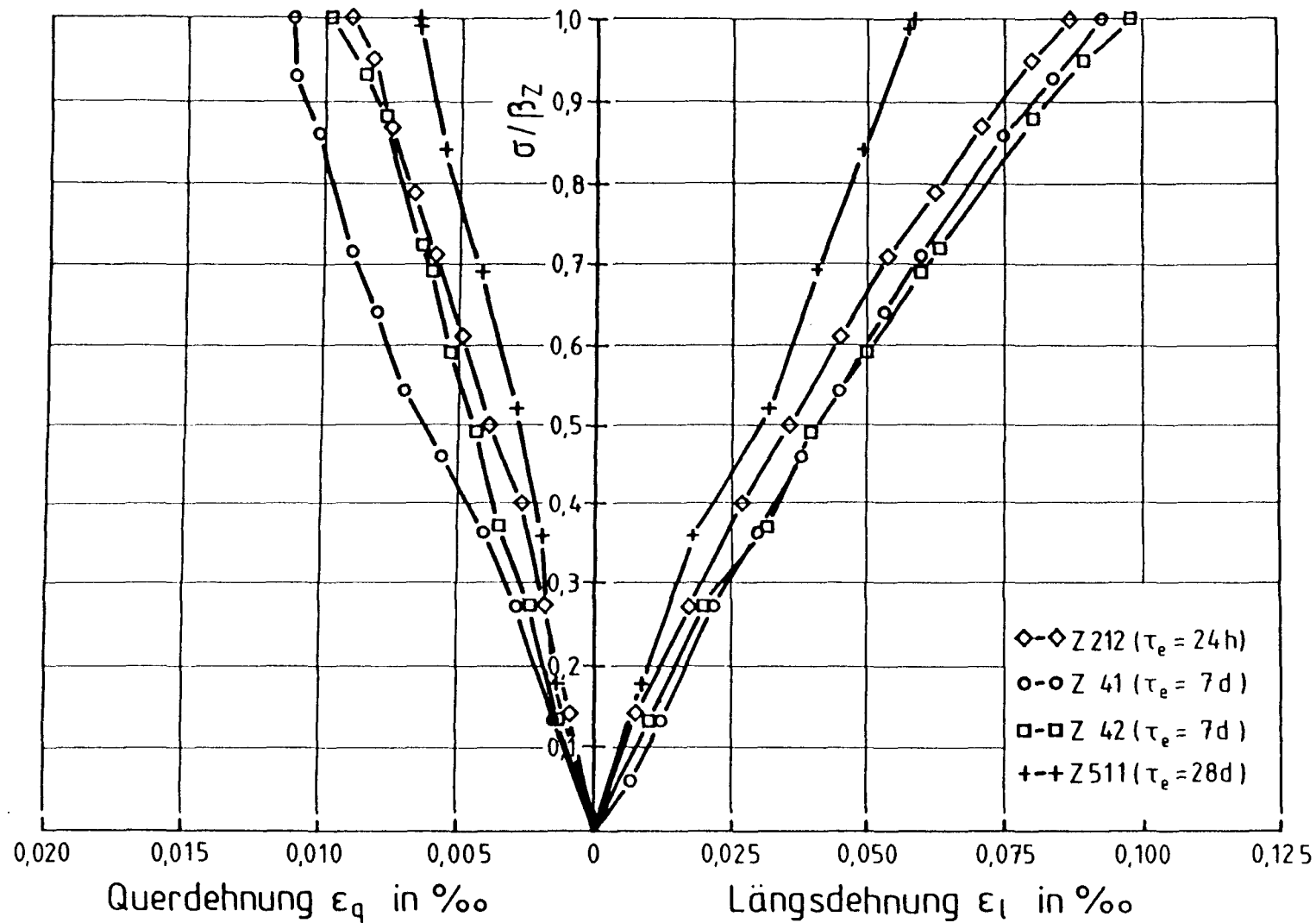


Abb. 7.26: Betonlängs- und -querdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsgrad für verschiedene Betonalter

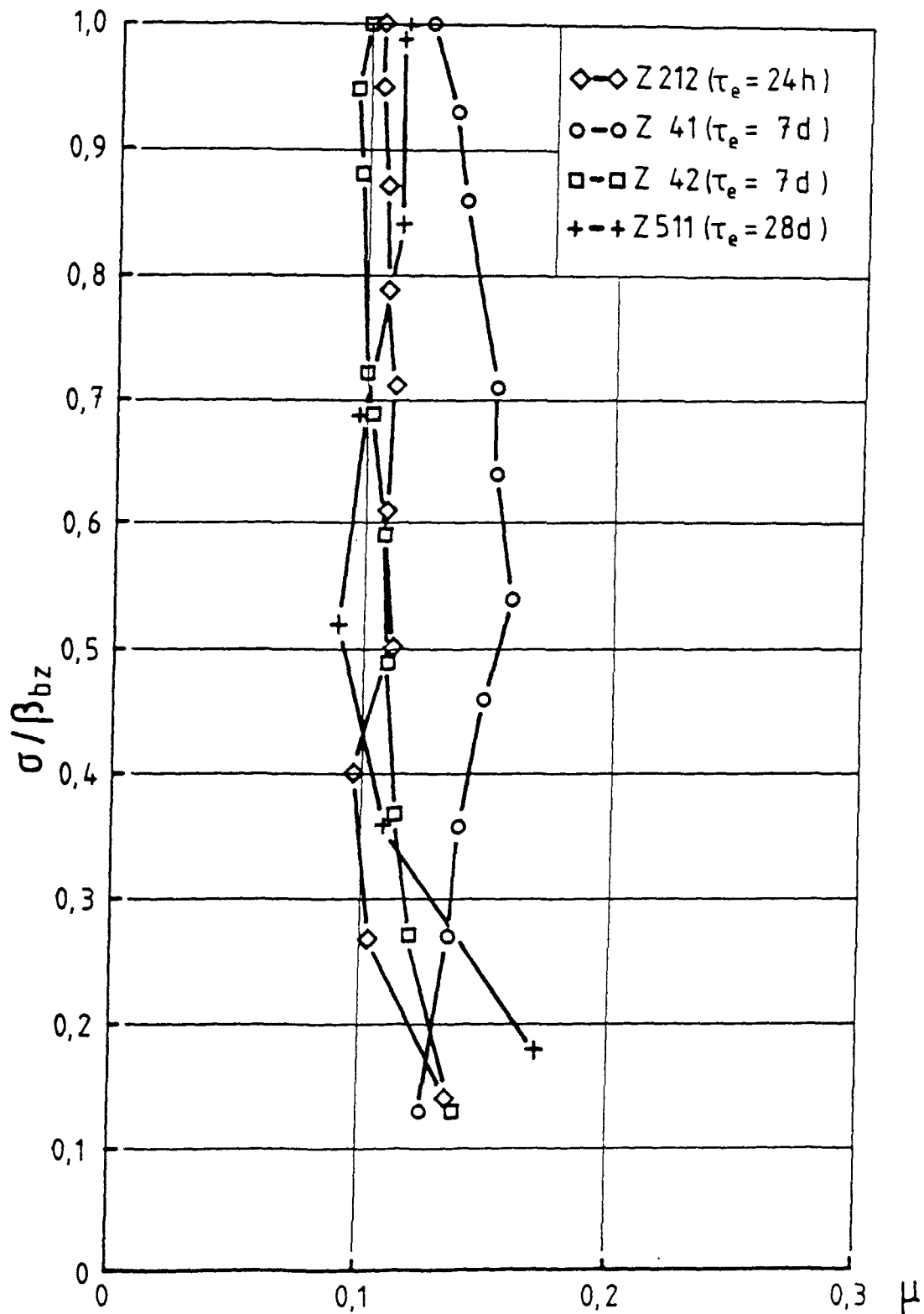


Abb. 7.27: Abhängigkeit der Querdehnungszahl μ vom Belastungsgrad bei Zugbelastung und unterschiedlichem Betonalter

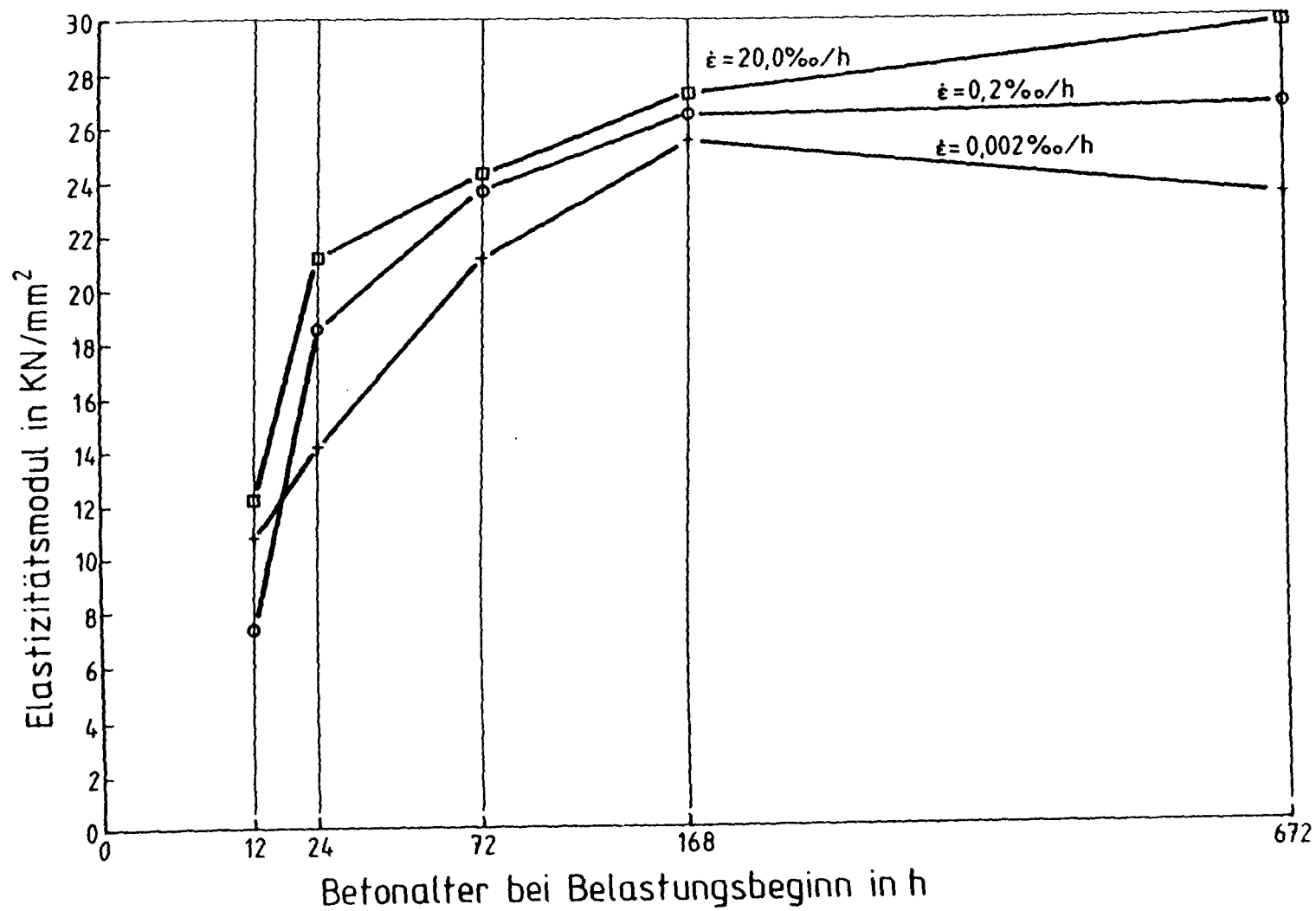


Abb. 7.28: Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls E_z in Abhängigkeit vom Betonalter τ_e bei unterschiedlicher Dehgeschwindigkeit

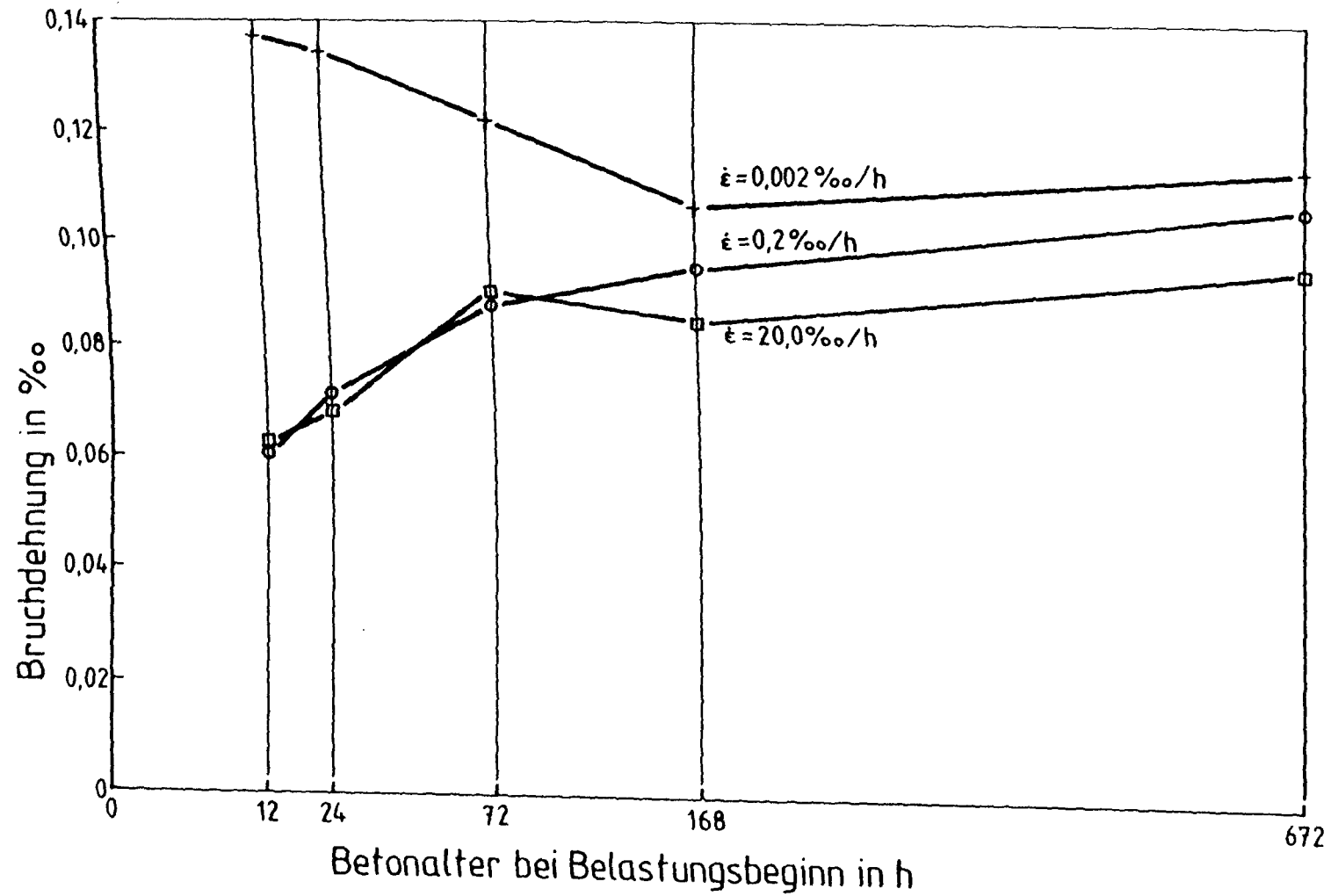


Abb. 7.29: Entwicklung der Bruchdehnung in Abhängigkeit vom Betonalter τ_e bei unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit

Ursache der außergewöhnlich hohen Bruchdehnung bei $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ nach 12 h Betonalter bei Versuchsbeginn liegt, wie schon vorher erwähnt, sicherlich in dem wesentlich höheren Betonalter bei Versuchsende. Des weiteren ist der Einfluß des Kriechens, der in Abschn. 7.4.1 näher beleuchtet wird, zu nennen.

7.4 Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche ZR

7.4.1 Relaxationsvermögen

In den Abbildungen 7.30 - 7.32 sind die Verläufe der bezogenen Restspannungen der Zugrelaxationsversuche ZR über dem Logarithmus der Belastungszeit t aufgetragen. Die Relaxationskurven zeigen im Betonalter ($\tau_e = 24 \text{ h}$) unabhängig vom Belastungsgrad einen annähernd gleichen Spannungsabfall auf ca. 40 % der Anfangsspannung σ_0 nach 100 Stunden Belastung. Im logarithmischen Zeitmaßstab ergibt sich dabei eine überproportionale Zunahme der Entspannung. Die Unabhängigkeit des Spannungsabfalls vom Belastungsgrad wurde zunächst als mögliche Ungenauigkeit der sehr empfindlichen Regeleinrichtung betrachtet. Es bestätigte sich jedoch bei den weiteren Versuchen mit anderem Erstbelastungsalter (s. Abb. 7.30 - 7.32). Die Restspannungen der Versuchsreihen Z3R ($\tau_e = 3 \text{ Tage}$) bzw. Z5R ($\tau_e = 7 \text{ Tage}$) betrug nach 100 Stunden Belastungszeit ca. 65 % bzw. 73 % der Anfangsspannung. Der Einfluß des Betonalters bei Relaxationsbeginn auf das Relaxationsvermögen wird in den Abb. 7.33 und 7.34 deutlich, wobei sich das Relaxationsvermögen mit zunehmenden Betonalter weniger verringert. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Relaxationskurven sind in erster Linie in den Herstelltoleranzen der Dehnmeßstreifen, in der Meßverstärkerdrift und in den Mischungsstreuungen zu suchen. Voraussetzung für das Gelingen der Versuche war gleiche Eigenverformung der Relaxations- und der Vergleichsprobe beim Durchfahren der Temperaturregelzyklen; die Temperaturdehnung betrug nämlich ein Vielfaches der Regelspanne.

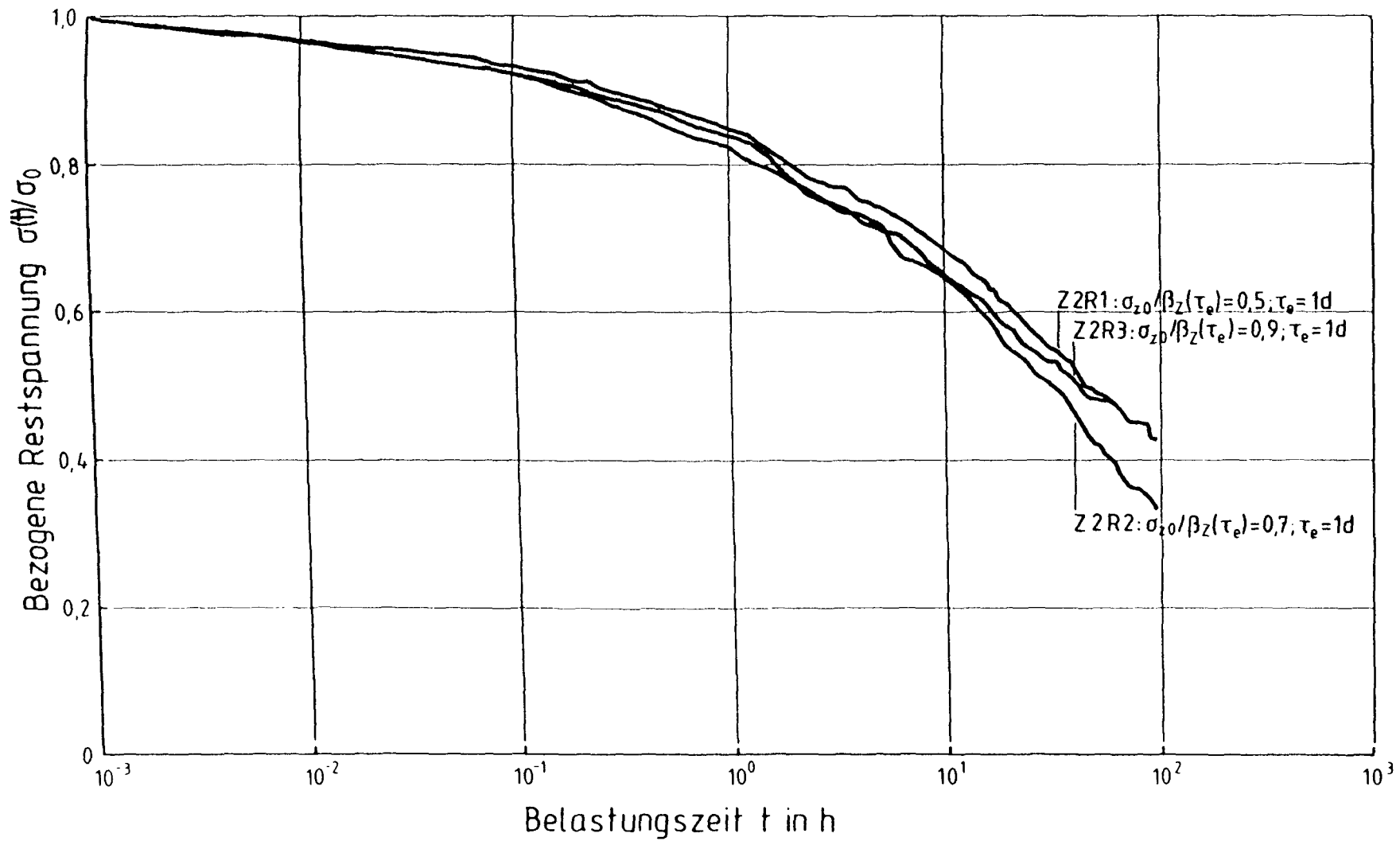


Abb. 7.30: Zugrelaxationsverhalten von 24 h altem Beton bei unterschiedlichem Belastungsgrad in Abhängigkeit von der Belastungszeit

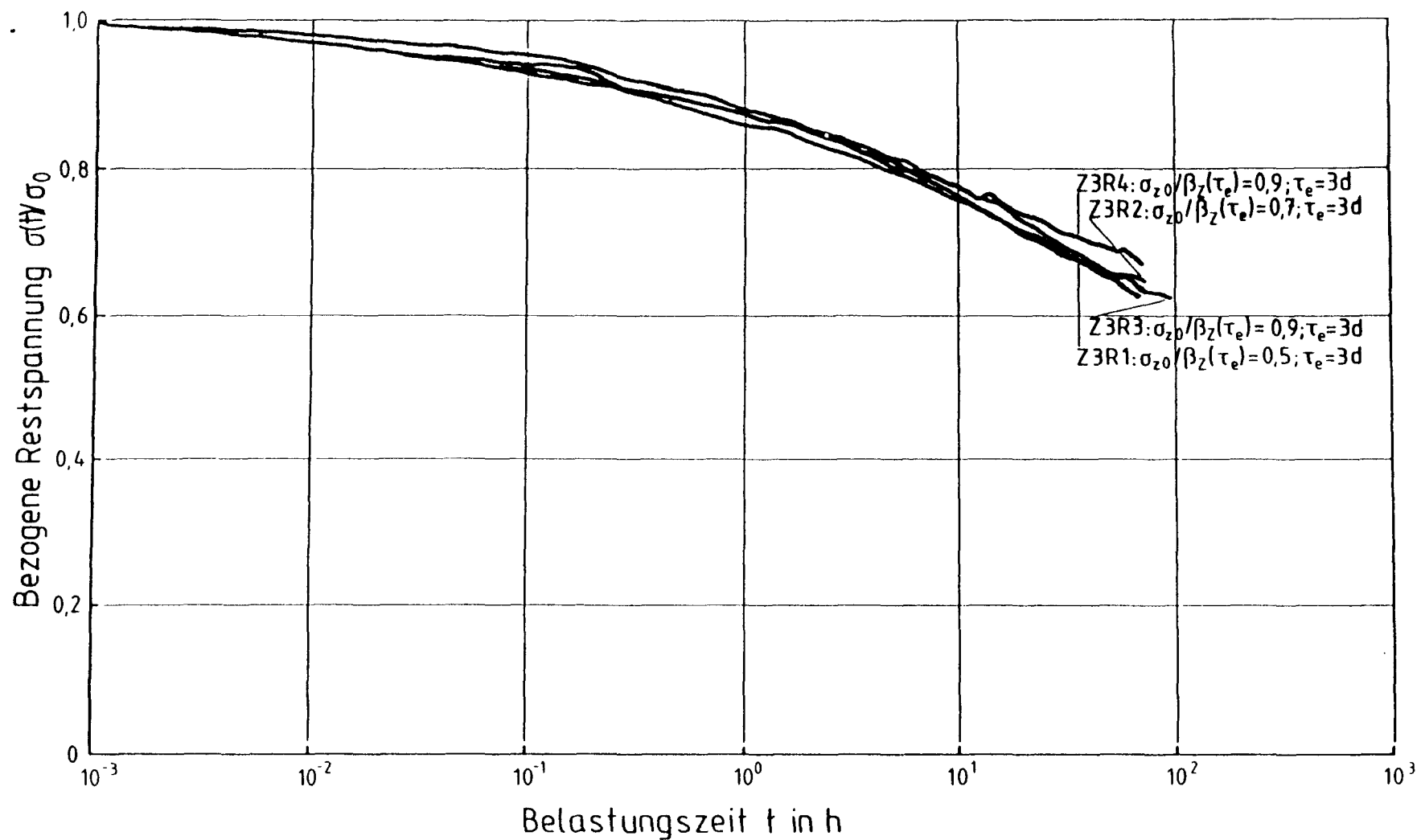


Abb. 7.31: Zugrelaxationsverhalten von 3 Tage altem Beton bei unterschiedlichem Belastungsgrad in Abhängigkeit von der Belastungszeit

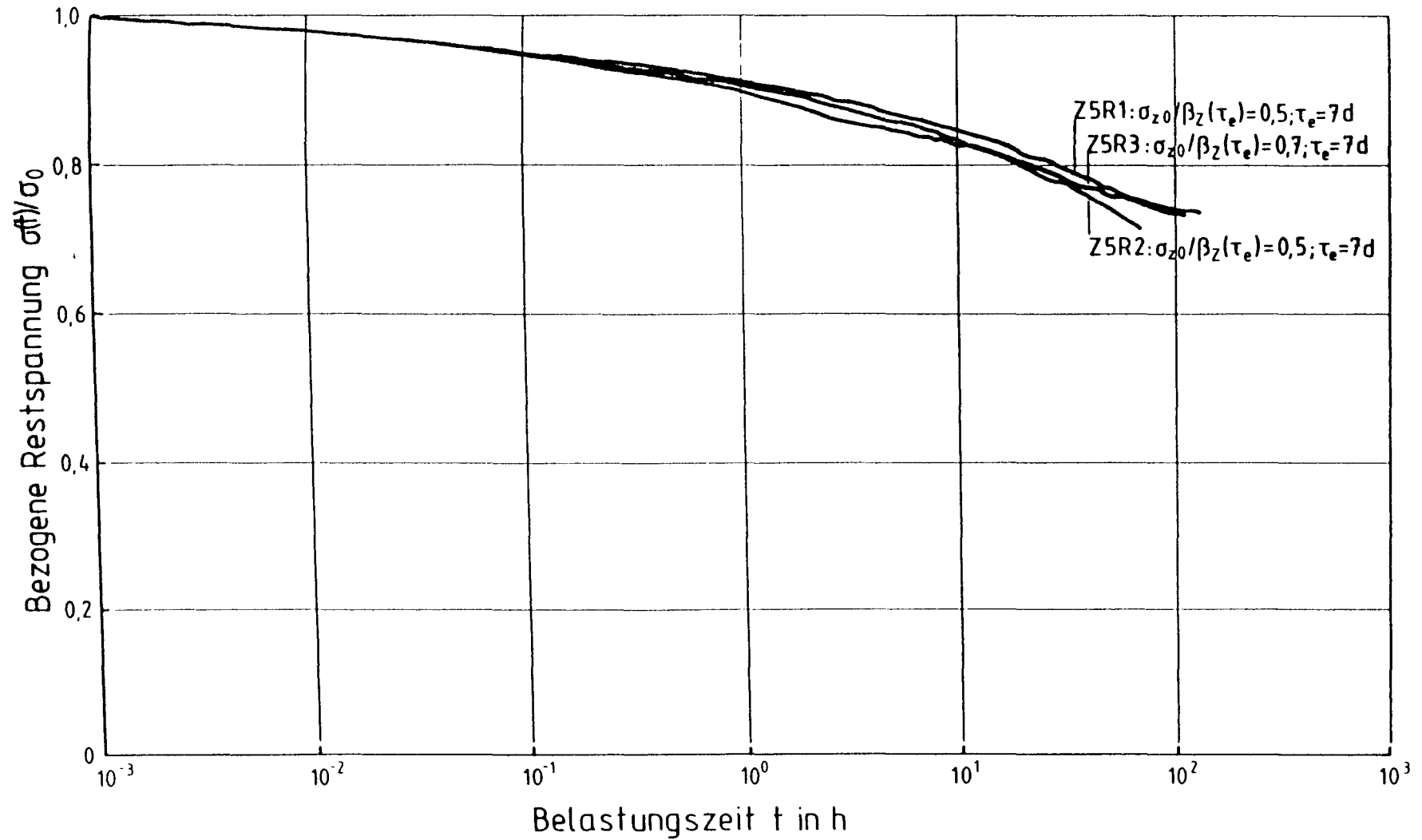


Abb. 7.32: Zugrelaxationsverhalten von 7 Tage altem Beton bei unterschiedlichem Belastungsgrad in Abhängigkeit von der Belastungszeit

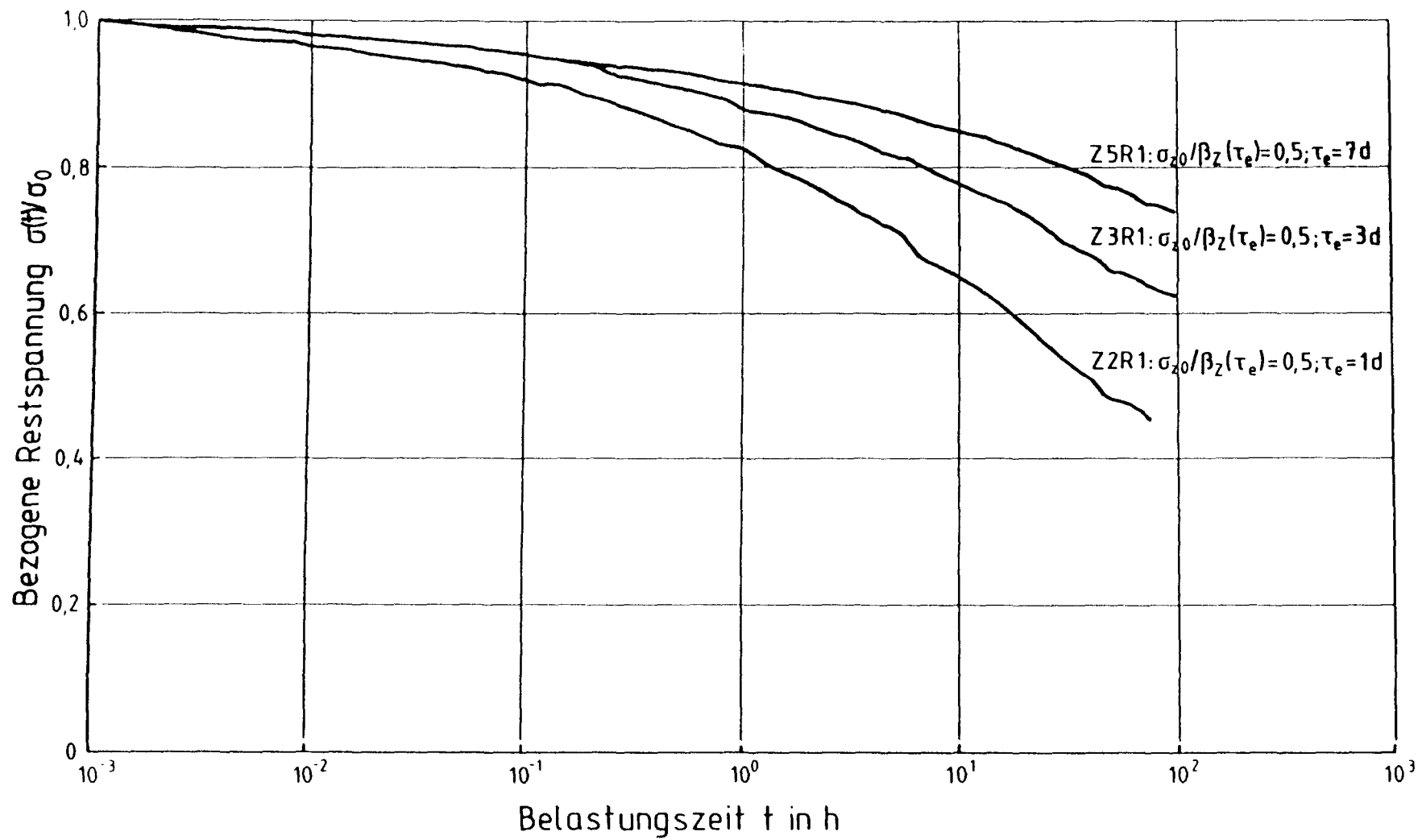


Abb. 7.33: Zugrelaxationsverhalten von Beton bei einem Belastungsgrad von 0,5 und unterschiedlichem Belastungsalter in Abhängigkeit von der Belastungszeit

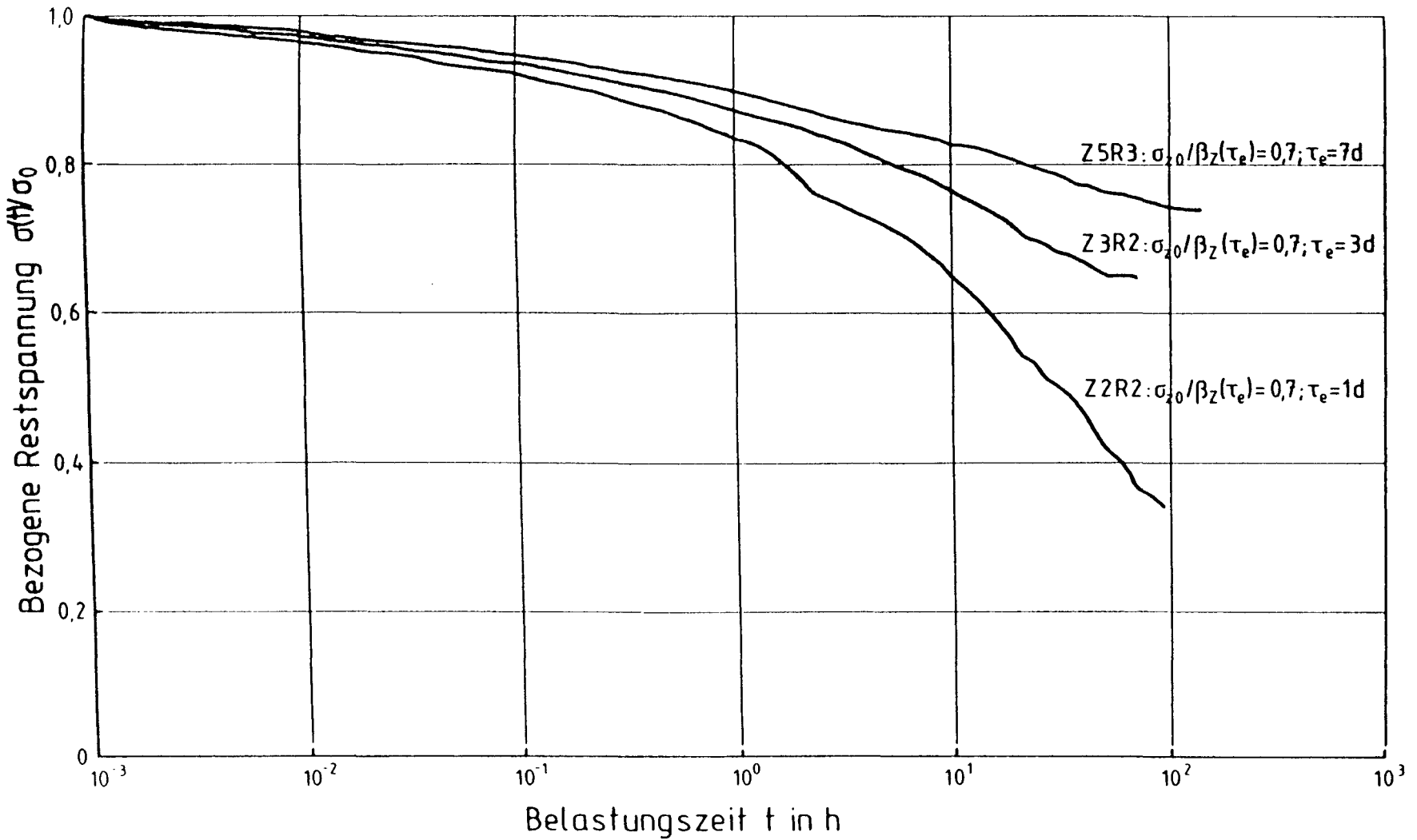


Abb. 7.34: Zugrelaxationsverhalten von Beton bei einem Belastungsgrad von 0,7 und unterschiedlichem Belastungsalter in Abhängigkeit von der Belastungszeit

7.4.2 Restzugfestigkeit und Festigkeit der Begleittkörper bei den Relaxationsversuchen ZR

Die Spannungs-Dehnungs-Linien der Restzugversuche der Relaxationsversuchskörper sind in den Abb. 7.35 - 7.37 aufgetragen. Sie zeigen ein ähnliches Verformungsverhalten wie die zentrischen Zugversuche bei äquivalentem Betonalter und gleicher Dehngeschwindigkeit. Die Linien der einzelnen Versuchsgruppen weisen geringe Streuungen auf und haben eine stetige Krümmung analog zu den Erstbelastungen bei den entsprechenden zentrischen Zugversuchen. Bruchdehnungen und Zugfestigkeiten entsprechen denen der äquivalenten zentrischen Zugversuche, liegen aber im Mittel 13 % über den entsprechenden Festigkeiten der Begleittkörper, die in Tab. 7.6 zusammengestellt sind. Es widerspricht der weitverbreiteten Annahme der Festigkeitsminderung nach langandauernder Belastung z.B. durch allmähliche Zwangsbeanspruchung.

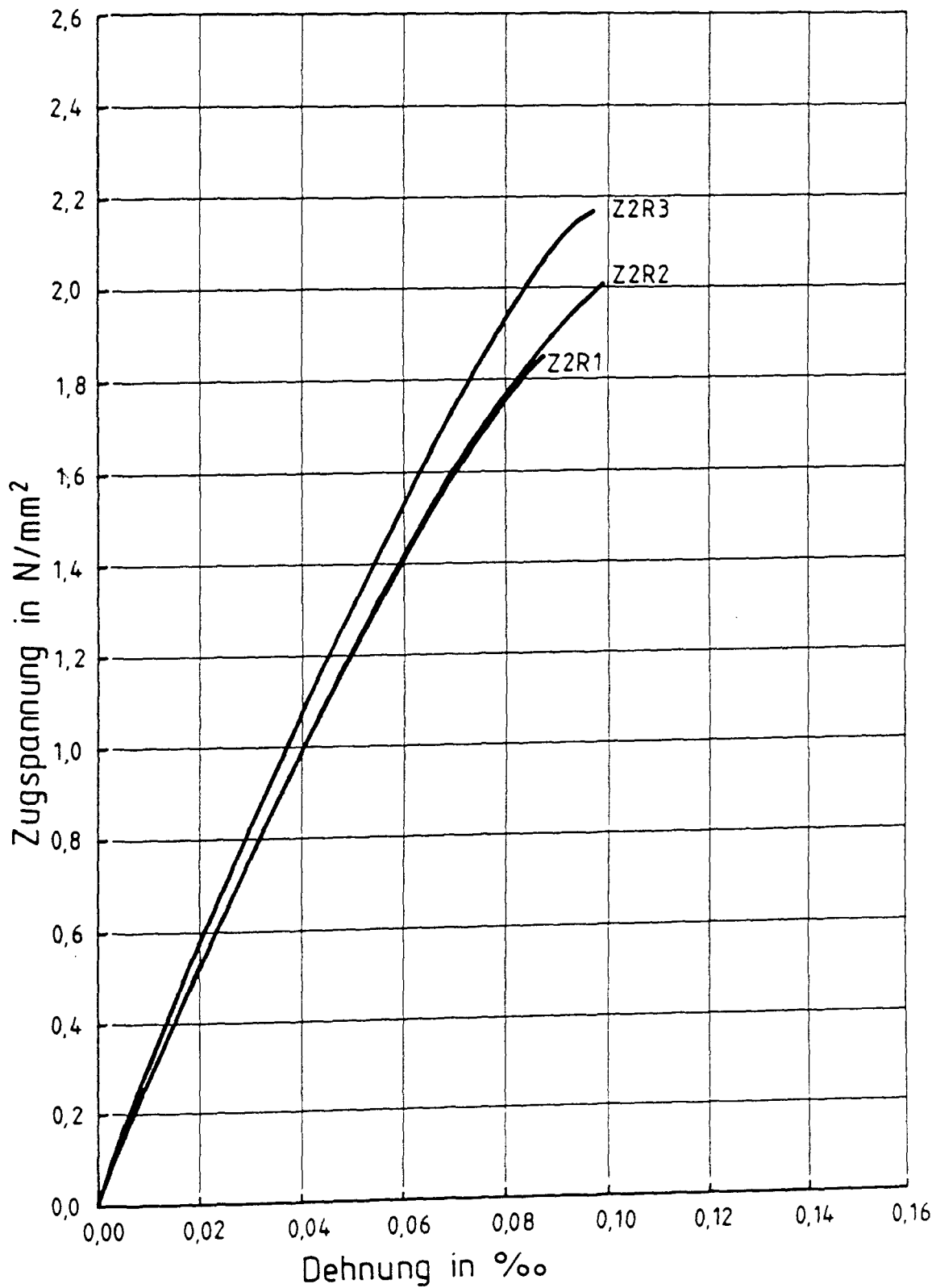


Abb. 7.35: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche nach Relaxationsbelastung ZR mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ ‰/h}$ und $\tau = 8 \text{ d}$

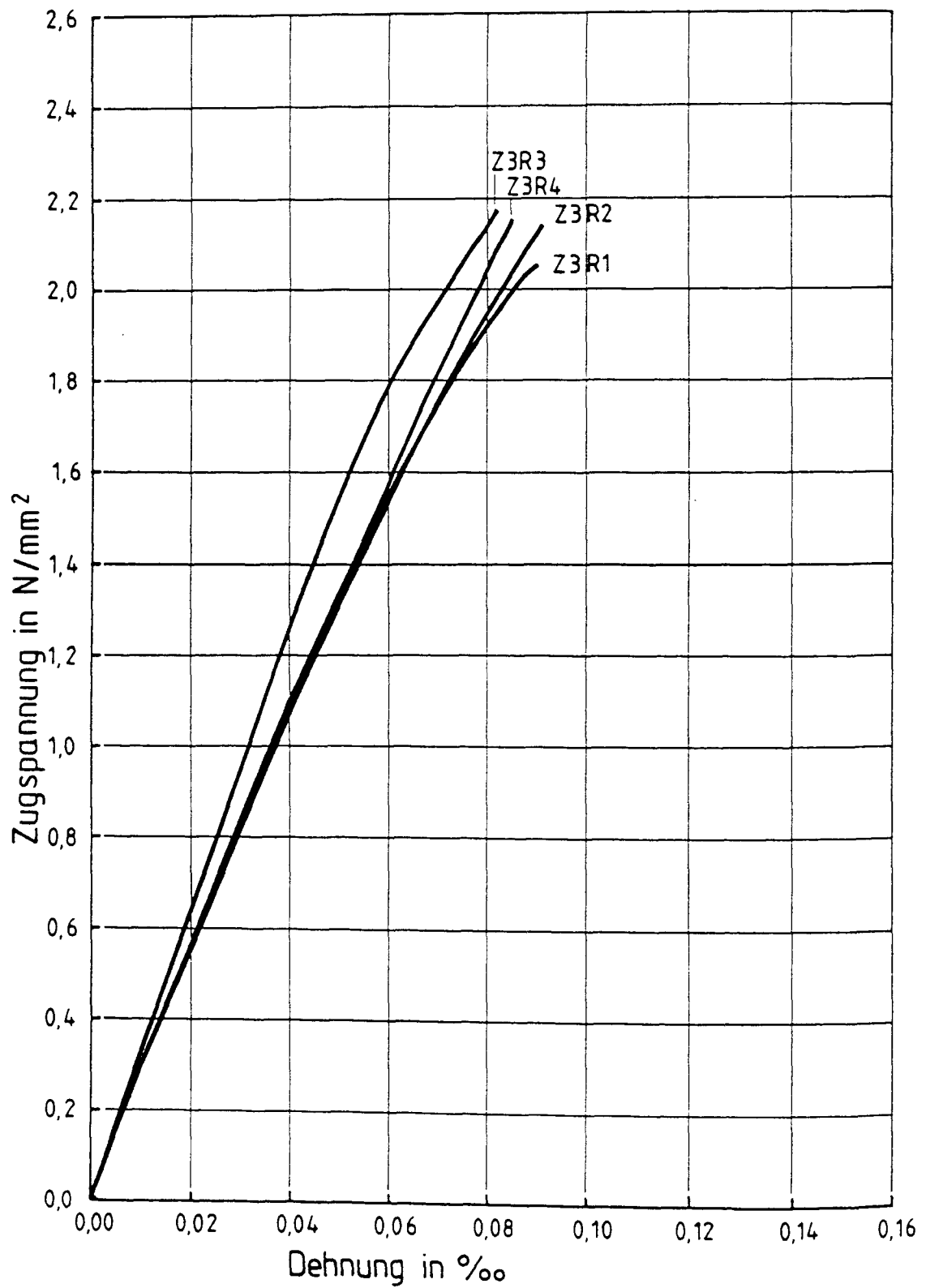


Abb. 7.36: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche nach Relaxationsbelastung ZR mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ ‰/h}$ und $\tau = 10 \text{ d}$

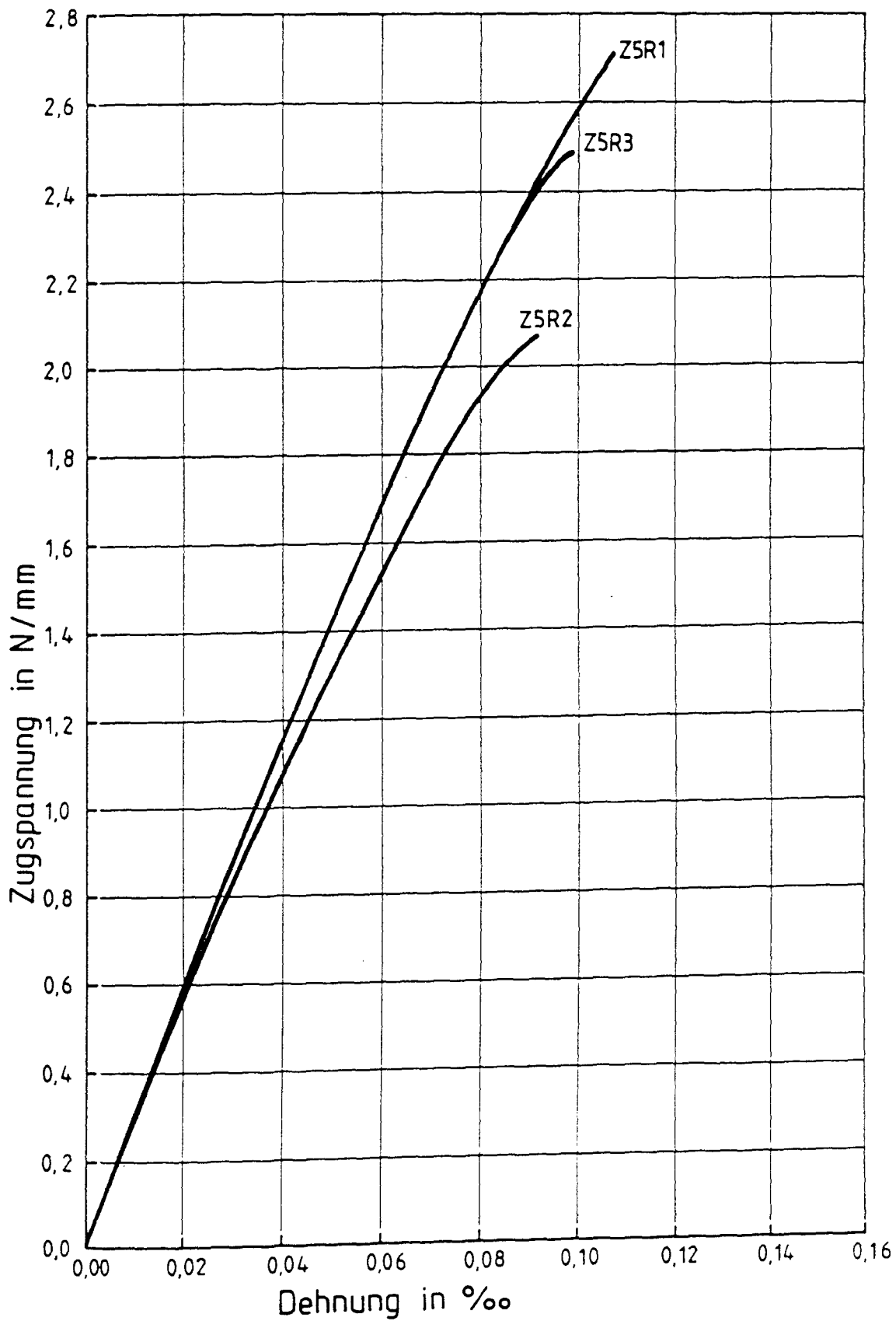


Abb. 7.37: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche nach Relaxationsbelastung ZR mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ und $\tau = 13$ bzw. 14 d

Versuchsbezeichnung	Alter bei Prüfung τ [d]	Zyl. Druckfestigkeit β_{CD} [N/mm ²]	zentr. Zugfestigkeit	
			Begleitkörper β_Z [N/mm ²]	Versuchskörper β_Z [N/mm ²]
Z2R1	1	6,96	0,76	2,00
	8	19,04	1,75	
	28	27,13	2,43	
Z2R2	1	6,06	0,69	1,88
	8	17,81	1,34	
	28	22,48	2,13	
Z2R3	1	8,23	0,80	2,16
	8	21,68	2,12	
	28	28,19	2,45	
Z3R1	3	16,29	1,54	2,08
	10	21,65	2,20	
	28	26,03	2,23	
Z3R2	3	13,62	1,18	2,16
	10	18,99	1,76	
	28	26,76	2,13	
Z3R3	3	16,09	1,36	2,17
	10	21,87	1,82	
	28	30,30	2,39	
Z3R4	3	18,38	1,84	2,16
	10	25,75	2,26	
	28	33,28	2,43	
Z5R1	7	22,60	2,16	2,71
	14	28,66	2,25	
	28	33,26	2,42	
Z5R2	7	17,83	1,89	2,06
	11	20,80	1,67	
	28	28,94	1,96	
Z5R3	7	20,27	1,82	2,49
	14	23,46	2,02	
	28	29,44	2,67	

Tabelle 7.6: Begleitkörperprüfungen und Restfestigkeiten zu den Zugrelaxationsversuchen Z2R1 - Z5R3

7.5 Ergebnisse der Kerbzugversuche ZK

7.5.1 Datenbasis und grafische Auswertung

Die durch Digitalisierung des Meßschriebs erzeugten Meßdaten wurden für die programmgestützte Auswertung in eine für alle Kerbzugversuche einheitliche Datenstruktur überführt. Als Bezugsgröße für alle Meßdaten diente hierbei die Zeit. Für die ersten 90 Minuten der Versuchsdauer liegen die Werte jeweils im 30 Sekunden-Abstand vor. Für den restlichen Versuchszeitraum - in den Versuchen mit der langsameren Dehngeschwindigkeit von 0,2 %/h i.d.R. bis ca. 1000 Min. - wurden Auswerteintervalle zu 10 Minuten gewählt. Den Umfang der Datenbasis zeigt Tab. 7.7.

Die graphische Auswertung der vorliegenden Versuchsergebnisse erfolgte i.w. programmgestützt. Die hierbei erzeugten Plotterskizzen sind im Anhang nach folgenden Kriterien je Versuch zusammengestellt: In Plot 1 sind zunächst alle Verformungsmeßstellen, soweit sie erfaßt wurden, über der bezogenen Kraft aufgetragen. Für Plot 2 - 5 erfolgte die Trennung der vollständigen Spannung-Verformungs-Linien in den aufsteigenden Ast bis zur Höchstlast und den abfallenden Ast zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens. Als Ordinateparameter wurde die auf die Höchstlast bezogene Kraft gewählt. Der Abzissenparameter enthält im aufsteigenden Ast die gesamte Verschiebung δ und im abfallenden Ast die Rißöffnung w . Der Berechnung von w lag hierbei die idealisierende Annahme zugrunde, daß die elastischen Verformungsanteile (MST 8) des ungerissenen Betons für jeden Ort des Querschnitts identisch sind. Um eine realitätsnähere Darstellung im Bereich der Kerbe zu erzielen, wurden die Wegmessungen der induktiven Wegaufnehmer (MST 6 und 7) durch lineare Interpolation entsprechend Abb. 7.38 auf den Kerbgrund zurückgerechnet. Die interpolierten Ergebnisse sind in Plot 2 und 3 dargestellt. Aufgrund der ungleichförmigen Dehnungsverteilung im Kerbquerschnitt erschien es sinnvoll, für die Verformung der verschiedenen Meßstellen ein gewichtetes Mittel entsprechend der Meßpunktabstände einzuführen. Die gewichteten Mittel aller MST sind getrennt nach aufsteigendem und abfallendem Ast in Plot 4 und 5 wiedergegeben.

Meßstelle	2	3	4	5	6	7	8	9
Meßgerät	DMS	DMS	DMS	DMS	i.WA.	i.WA.	DMS	KMD
Versuch	Umfang der verfügbaren Meßzeiträume							
Z2K21	1280,0	1280,0	1280,0	1280,0	1280,0	1280,0	1280,0	1280,0
Z2K22	770,0	730,0	770,0	700,0	800,0	800,0	1090,0	1090,0
Z2K31	160,0	160,0	150,0	130,0	160,0	160,0	170,0	170,0
Z2K32	90,0	90,0	87,5	88,0	100,0	100,0	88,0	87,5
Z4K21	770,0	810,0	750,0	770,0	820,0	820,0	840,0	940,0
Z4K22	960,0	790,0	780,0	750,0	950,0	950,0		960,0
Z4K23	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	90,0	100,0
Z4K31					190,0	190,0		190,0
Z4K32					200,0	200,0		200,0
Z4K33	180,0	170,0	200,0	170,0	190,0	230,0	200,0	200,0

Tabelle 7.7 Datenbasis der Kerbzugversuche ZK

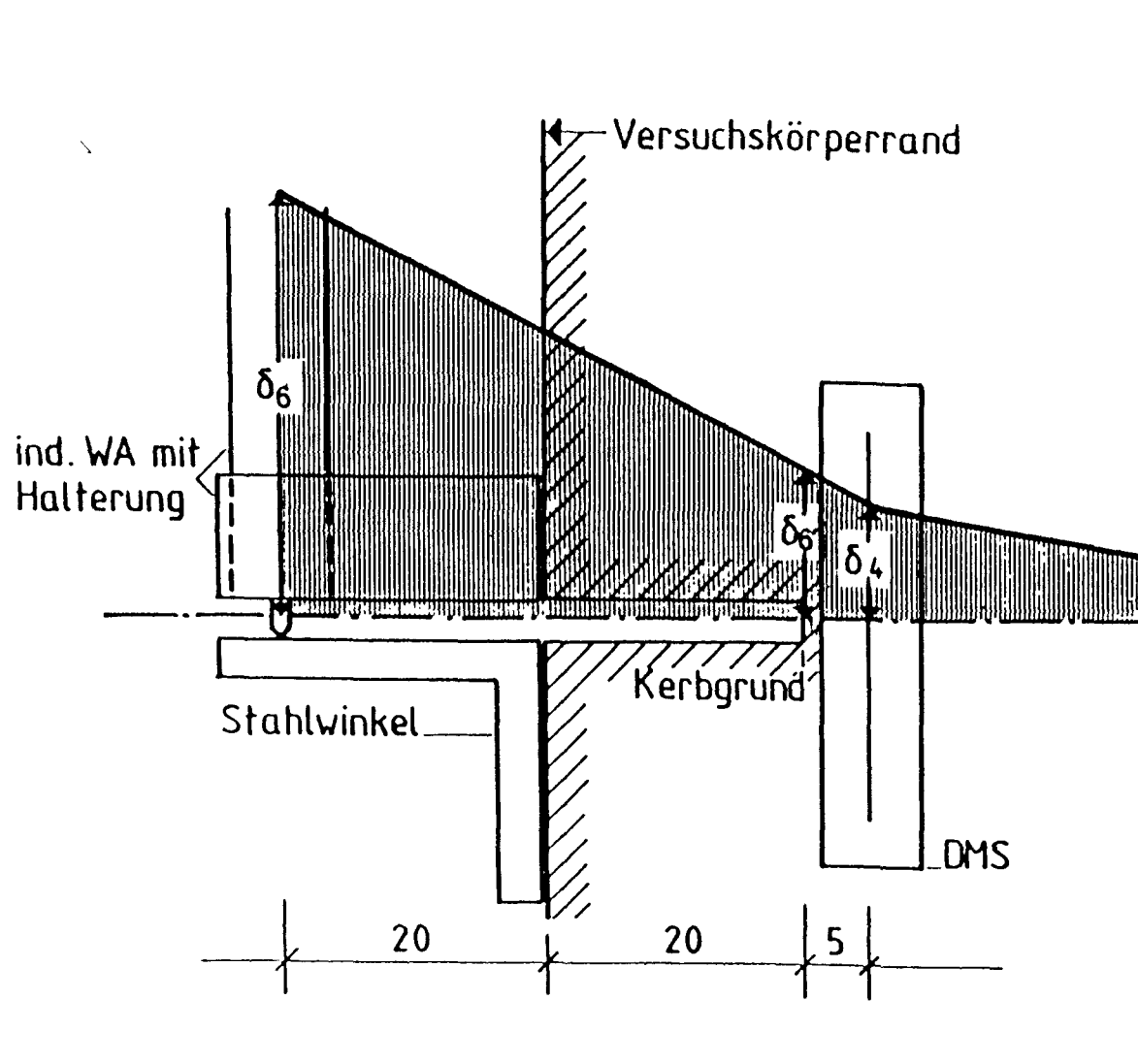


Abb. 7.38: Berechnung des Verschiebungsbetrages am Kerbgrund

7.5.2 Verformungsverteilung im Rißquerschnitt

Die Plotterskizzen im Anhang belegen die durch die Modellvorstellung von Hillerborg [34] implizierte Annahme eines inhomogenen Verformungsfeldes im Bereich der Bruchzone.

Anhand der Abb. 7.39 läßt sich der Prozeß der Ausbildung des Trennrisses recht gut veranschaulichen. Dieser kann offensichtlich in vier Phasen unterteilt werden:

Phase 1 wird durch das Spannungsmaximum (Meßpunkt 2) begrenzt. Die Verformungen sind während dieses Abschnitts recht gleichmäßig über dem Querschnitt verteilt. Die großen Hebelarme der MST 6 und 7 zum Kerbgrund (4 cm) führen zu verhältnismäßig großen Verschiebungsbeträgen. Die in Abschnitt 7.5.1 angesprochene Interpolation erscheint also gerechtfertigt.

Während der Phase 2 nehmen die Verformungen von der Versuchskörperseite her stark zu, während sie auf der anderen quasi stagnieren bzw. über den Hebelarm in MST 6 sogar abnehmen. Es kommt also zu Biegeeffekten, wobei allerdings an keiner Stelle Druckspannungen auftreten. Die Grenze dieses Bereichs wird durch Meßlinie 7 im Verschiebungsverteilungsbild begrenzt. Diese Grenze ist im Spannungsverschiebungsbild durch einen ausgeprägten Knick gekennzeichnet; er wird im folgenden mit w_{crit} bzw. δ_{crit} bezeichnet. Während der Phase 3 wächst die Verformung an der linken Versuchskörperseite während sie rechts stagniert. Die in Phase 2 zu beobachtende Rotation gegen den Widerstand der Zwangsparallelführung in der UPM reduziert sich. Die Phase wird im Meßpunkt 10 relativ undeutlich begrenzt. Diese Grenze kann wohl am besten mit dem Begriff "Durchriß" bezeichnet werden.

In der Phase 4 nimmt die Verformung an allen Meßstellen parallel zu, es findet also nur noch eine Translation der Rißufer statt. Ähnliche Verformungsverteilungen ließen sich bei vielen Versuchen beobachten.

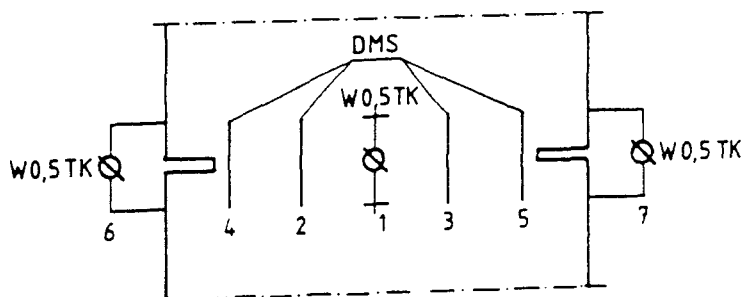
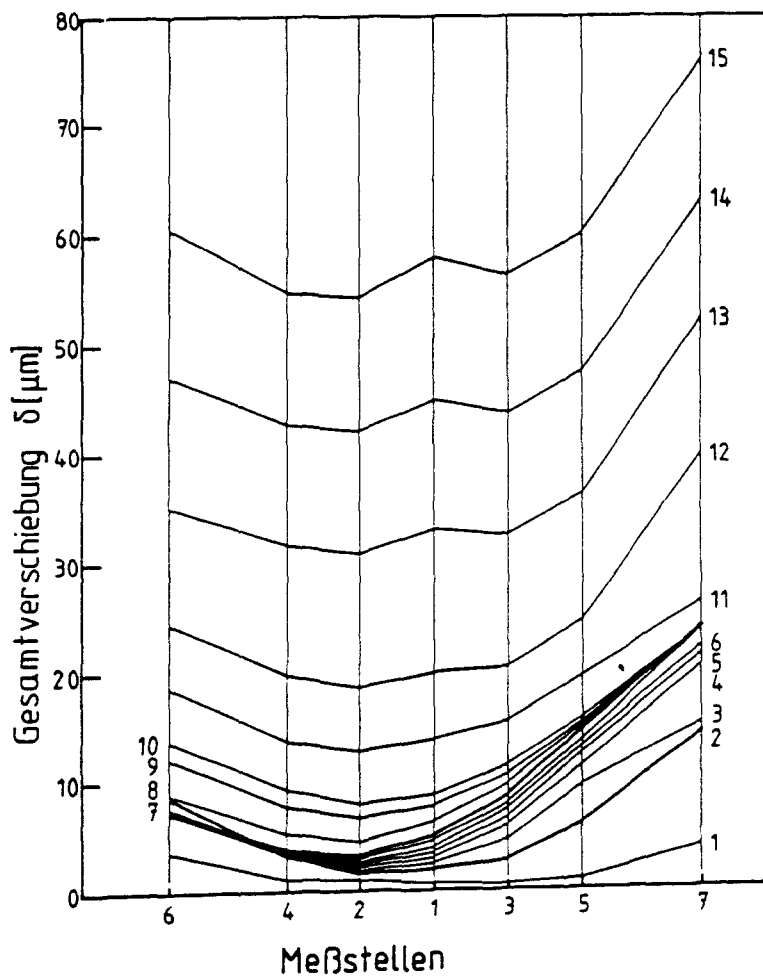
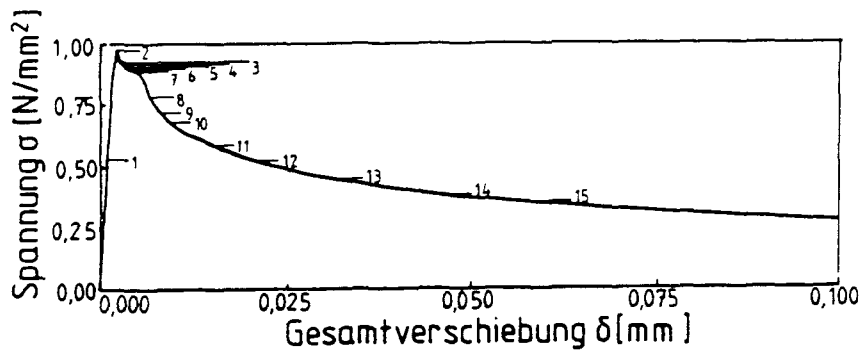


Abb. 7.39: Entwicklung der Verschiebungsverteilung im Korbquerschnitt (Z2K21)

Exemplarisch wurde im Kerbzugversuch Z4K24 die Verformungsmessung mit Hilfe der Laser-Speckle-Fotografie durchgeführt. Eine Möglichkeit der Auswertung mit Hilfe des unter Abschnitt 6.5 beschriebenen Verfahrens ist in Abb. 7.40 dargestellt. Die Laststufenbilder enthalten jeweils die Längsdehnungsverteilung in der dunkel markierten Versuchskörperoberfläche. Die quasi-dreidimensionalen Plotterskizzen enthalten in der Grundfläche das Meßraster in Millimetern und in der vertikalen Achse die Gesamtdehnungen bis zu der im Spannungs-Verschiebungsbild markierten Laststufe (LST). Die optischen Aufnahmemedien ließen lediglich eine Beobachtungsfläche von 50 x 100 mm zu, so daß der unmittelbare Kerbgrund nicht miterfaßt werden konnte.

Auffällig ist die relativ gleichmäßige Dehnungsverteilung bis zum Spannungsmaximum (LST 2), während sich ab LST 3 eine stark konzentrierte Dehnungslinie von hinten-links nach vorne-rechts mit den größeren Dehnungen im hinteren Bereich ausmachen läßt. Es scheint also ein einseitiger Durchriß erfolgt zu sein. Im weiteren Versuchsablauf vergrößert sich die Dehnung in der zuvor bezeichneten Linie extrem. Die Dehnung in den anderen Bereichen bleibt etwa gleich oder vergrößert sich noch geringfügig, es kommt also nicht zu der in den anderen Auswertungen angenommenen Rückverformung im Kerbbereich.

Bei der Bewertung der optischen Messungen ist zu berücksichtigen, daß die Genauigkeit der optischen Dehnungsmessungen nicht bekannt ist und sicherlich auch mit größeren Streuungen gerechnet werden muß, da die Messungen im Grenzbereich der mit diesem System auflösbaren Verformungen (7 μm) durchgeführt wurden. Aus diesem Grund konnten auch in dem wichtigen Bereich zwischen LST 2 und LST 3 keine weiteren Meßzyklen eingelegt werden. Die Messungen der LST 7 wurden durch Erschütterungen gestört und konnten deshalb nicht erfaßt werden.

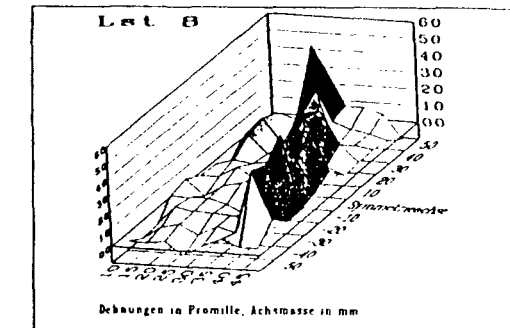
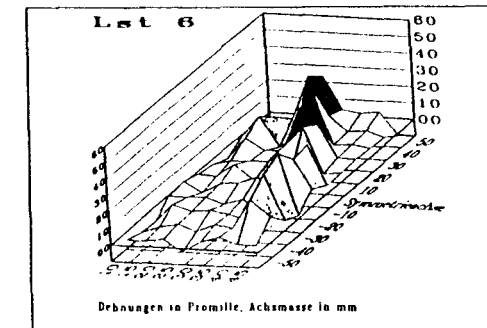
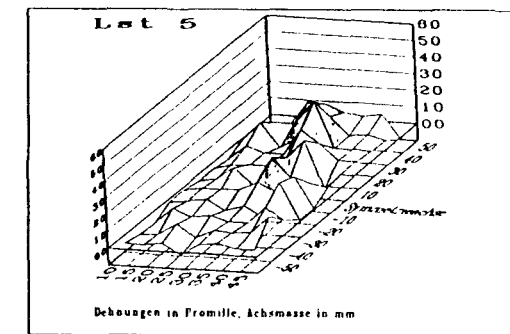
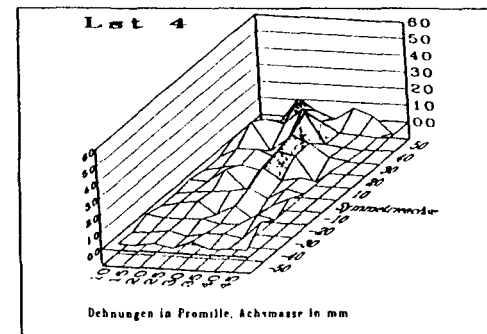
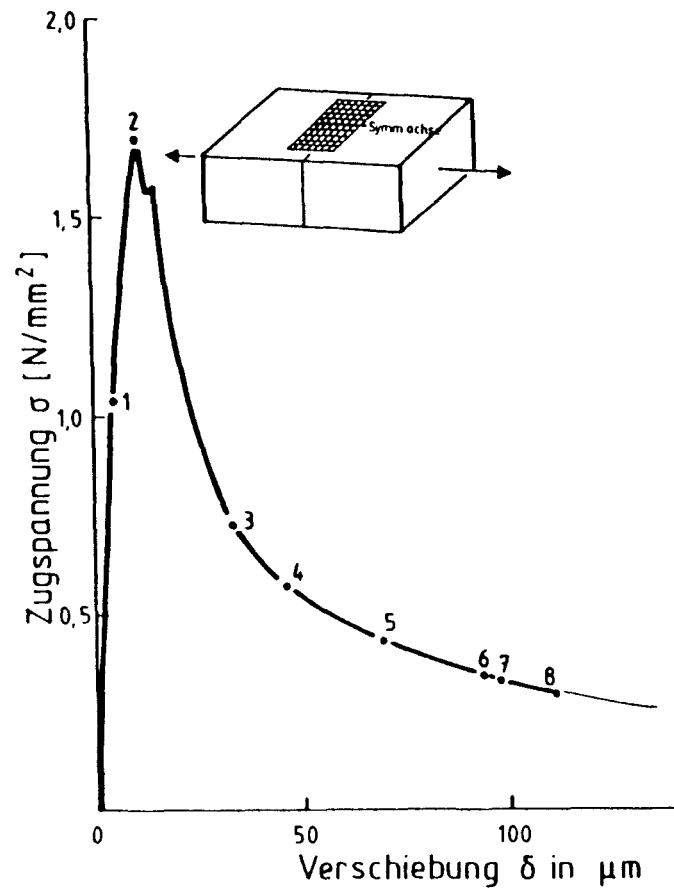
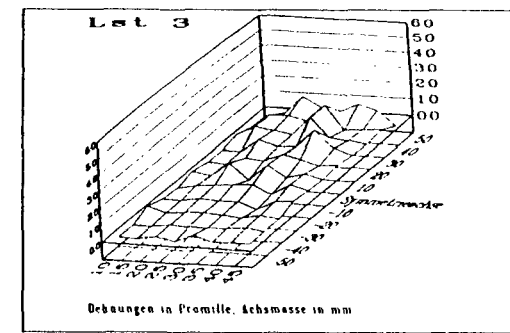
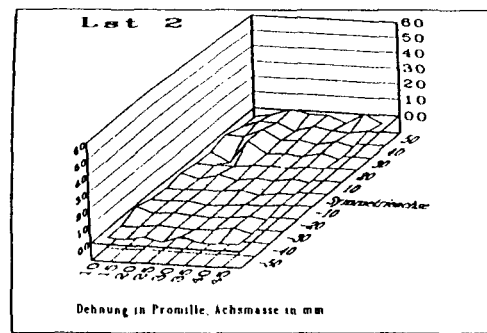
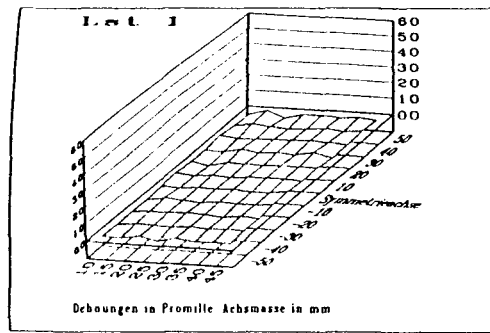


Abb. 7.40: Entwicklung der Oberflächenlängsdehnung (Z4K24)

7.5.3 Zusammenhang zwischen Verformung und übertragbarer Zugspannung

Es kann grundsätzlich angenommen werden, daß die gewichteten Mittelwerte aus allen in der Bruchzone gewonnenen Meßwerten (siehe Plotterskizzen 4 und 5) das Verformungsverhalten des Betons am genauesten repräsentiert. Da jedoch bei einigen Versuchen, bedingt durch den Ausfall von Meßstellen während der Versuchsdurchführung, nicht die Möglichkeit der Mittelwertbildung bestand, wurde für die vergleichende Betrachtung die Verformung der Regelmeßstelle 1 herangezogen.

In der Abb. 7.41 ist die nominelle Zugspannung im Kerbquerschnitt (F/A_K) über der Gesamtverschiebung für alle Versuche aufgetragen. Die Spannungsverschiebungslinien lassen für den Bereich bis zum Erreichen der Höchstlast keinen gravierenden Unterschied in Kurvenform und Steigung erkennen. Das Zugspannungsmaximum liegt bei den 24 h-Versuchen entsprechend den Mischungsstreuungen zwischen 0,8 und 1,0 N/mm², während es bei den 7 Tage alten Betonen zwischen 1,5 und 1,9 N/mm² schwankt. Der abfallende Ast verläuft zunächst mehr oder weniger steil abfallend in einer teilweise unsteuig gekrümmten Form, wobei der Zugspannungsabfall mit zunehmender Verschiebung geringer wird. Die Kurvenform geht nach den Unstetigkeitsstellen, die bei der Gesamtverformung von etwa 11 µm (Ausnahme Versuch Z4K33) weitgehend abgeschlossen sind, in eine gleichmäßig abnehmende Krümmung über. Die übertragbare Zugspannung betrug bei Versuchsende ($\delta = 100 \mu\text{m}$) zwischen 0,15 und 0,4 N/mm², wobei nur noch eine sehr geringe Spannungsabnahme je Verschiebungseinheit zu verzeichnen ist. Während der Versuchsdauer konnte in keinem Fall ein völliges, abruptes Zusammenbrechen der übertragbaren Spannung beobachtet werden, vorausgesetzt die Regelung über dem Spannungsmaximum erfolgte kontrolliert. Um ein Maß für die maximal übertragbare Verschiebung zu bekommen, wurde der Versuchskörper Z2K21 (Abb. 7.42) durch einen manuellen Eingriff in die Dehnungsregelung bis zur Gesamtverschiebung von $\delta = 250 \mu\text{m}$ gefahren, die dann noch übertragbare Zugspannung betrug 0,12 N/mm² also ca. 8 % der Maximalspannung $\sigma_p = 0,96 \text{ N/mm}^2$.

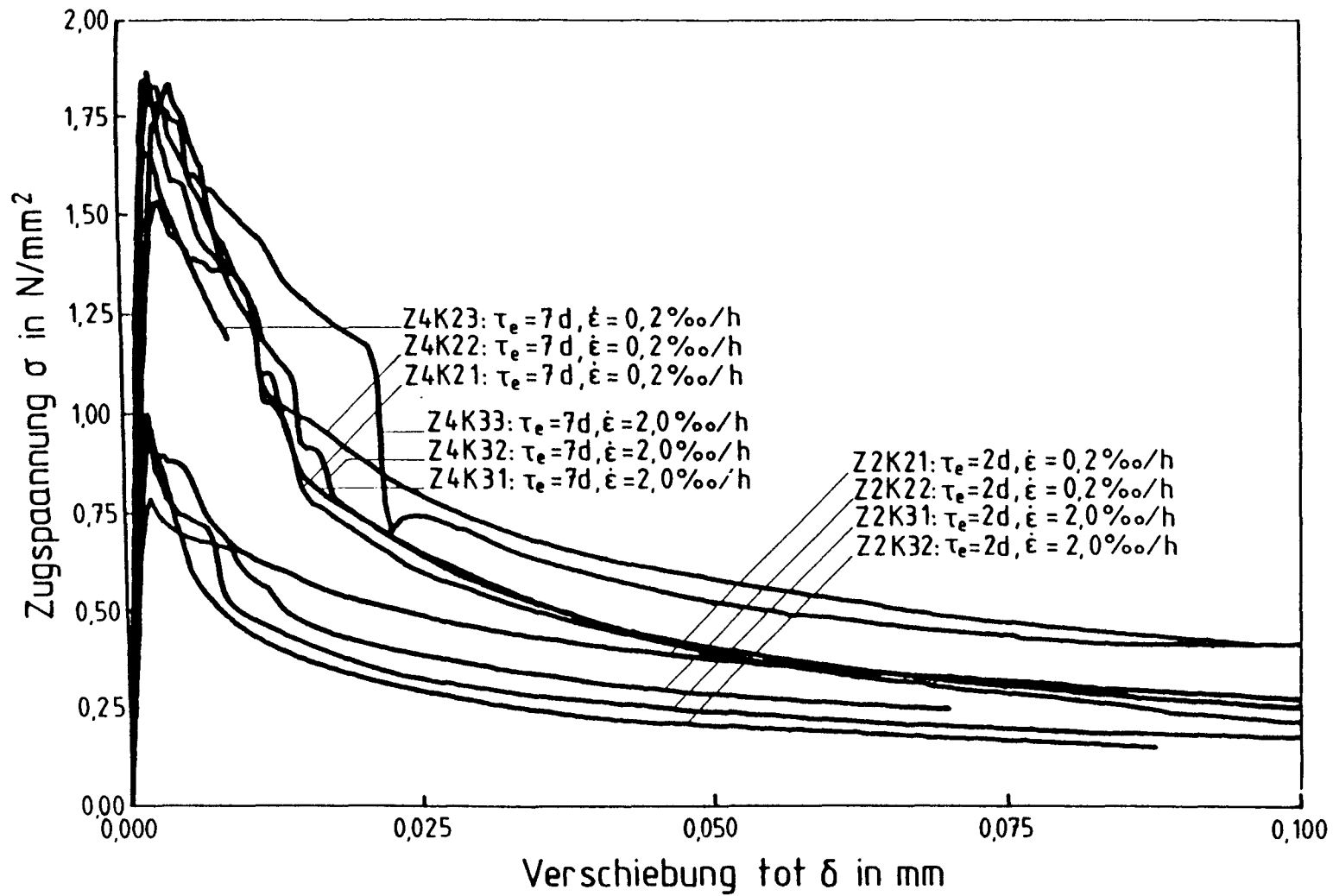


Abb. 7.41: Zusammenhang zwischen übertragbarer Zugspannung und Verschiebung an der Regelmeßstelle

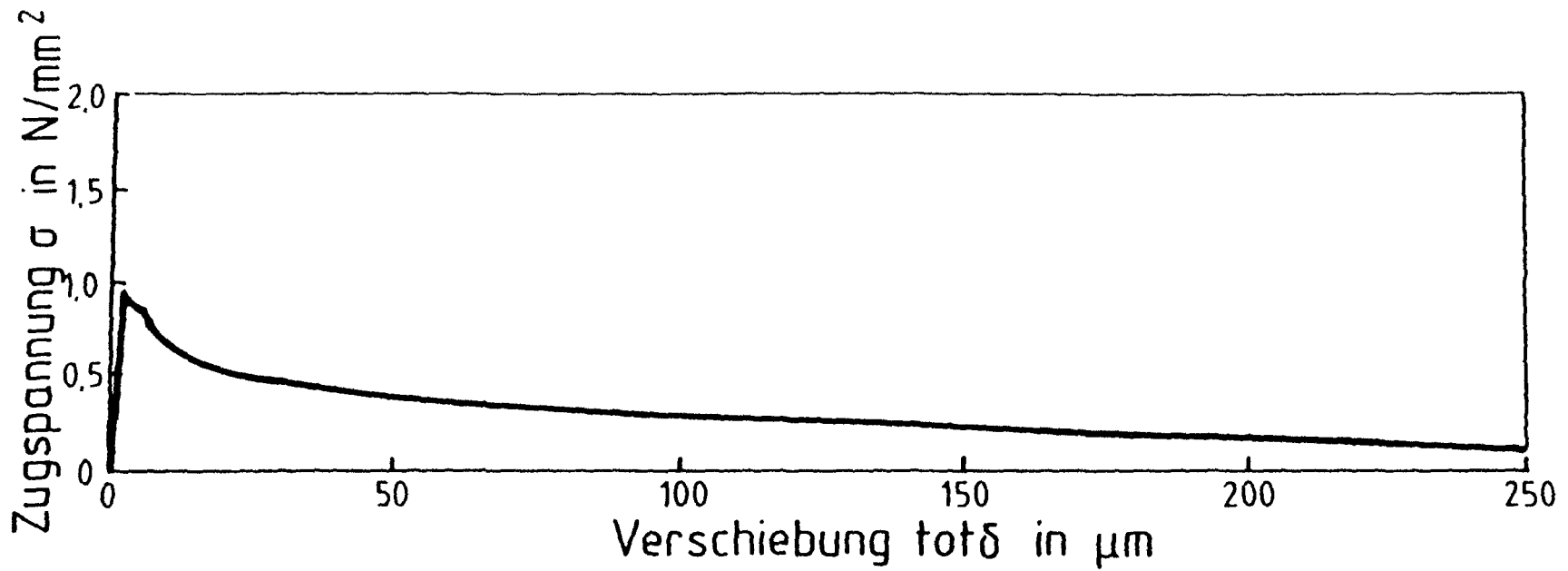


Abb. 7.42: Übertragbare Zugspannung in Abhängigkeit von der Verschiebung an der Regelmeßstelle (Z2K21)

Bei der Betrachtung von Kraft und Verschiebung über der Versuchszeit (Abb. 7.42a) fällt ein Zusammenhang zwischen der Unstetigkeit im abfallenden Ast der Kraft-Zeitlinie und der Verformungs-Zeitlinie an den Versuchskörperrändern auf. Der Knick in der Kraftlinie fällt mit dem maximalen Abstand der Verschiebungslinien zusammen und entspricht genau dem maximalen Biegeeffekt in dem fest eingespannten Versuchskörper. Aus der Verformungs-Zeitlinie ist außerdem ab ca. 100 min Versuchsdauer eine gleichmäßige Verformungszunahme an beiden Versuchskörperrändern zu beobachten, was mit dem Durchriß des Versuchskörpers zu erklären ist (siehe hierzu auch Abschnitt 7.5.2). Dieser Effekt trat in der Regel nur bei einseitiger Rißöffnung auf und erklärt die Unstetigkeit im abfallenden Ast der Kraftverformungslinie.

7.5.4 Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten

Aus der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit Abb. 7.43 und Abb. 7.44 läßt sich zunächst ein deutlicher Unterschied in der Gruppe Z2, also der 24 h alten Betone, feststellen. Der Spannungsabfall ist bei gleicher Verschiebung bei den Versuchen Z2K21/2 mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ wesentlich geringer als bei den Versuchen Z2K31/2 mit $\dot{\epsilon} = 2,0 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$. Für die Versuche der Gruppe Z4 also im Alter von 7 Tagen ist der Einfluß der Dehngeschwindigkeit nur noch schwach ausgeprägt. Wenn man das während des Versuchs zunehmende Betonalter in Betracht zieht, so muß die obige Aussage relativiert werden. Das Betonalter bei Versuchsende der Z2K2-Betone betrug bei den langsamen Versuchen rd. 40 h und war damit um 60 % größer als das der Gruppe Z2K3 mit 25,6 h.

7.5.5 Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten

Die Abb. 7.45 und 7.46 zeigen die Altersabhängigkeit der Spannungs-Verformungslinie der Kerbzugversuche. Bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon} = 2,0 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ ist zunächst ein deutlich größerer Spannungsabfall bei den 24 h alten Betonen festzustellen, der sich aber bei Versuchsende in einen geringen Spannungszuwachs umkehrt. Bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ ist lediglich bei Versuchsende eine etwas größere bezogene Spannung bei sonst ähnlichem Verformungsverhalten festzustellen.

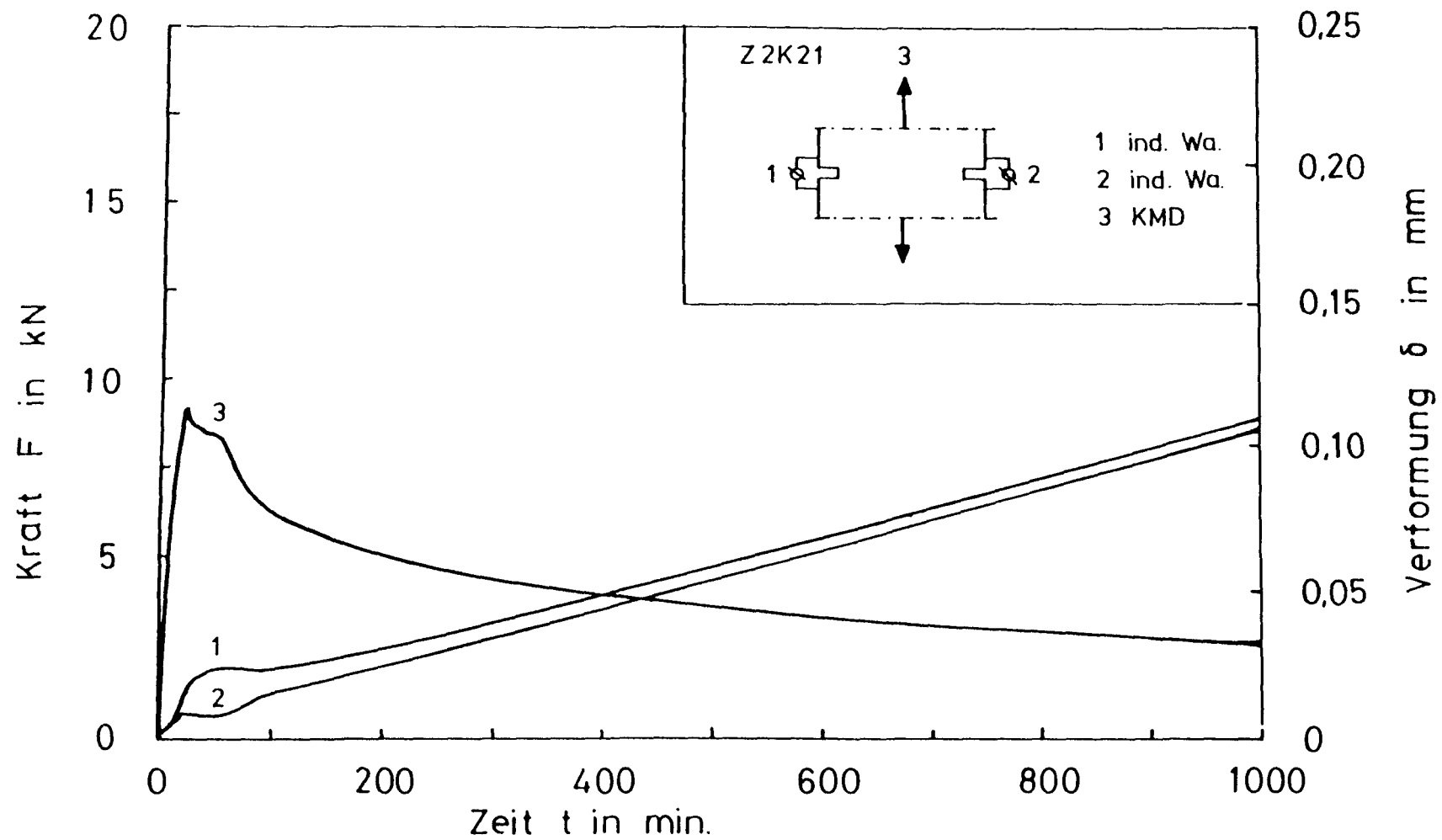


Abb. 7.42a: Zeitverlauf von Kraft und Verformung im Kerbzugversuch Z2K21

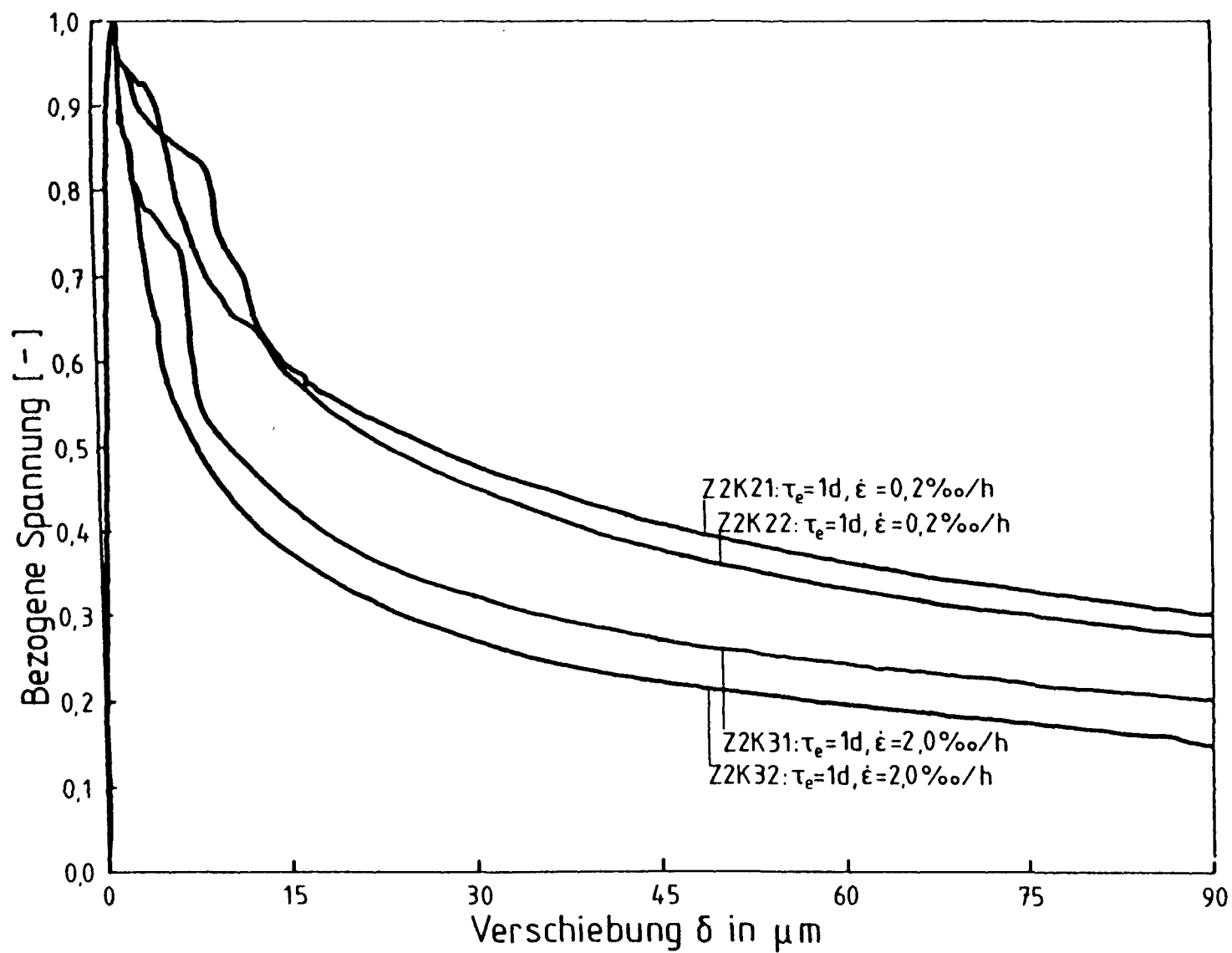


Abb. 7.43: Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten im Betonalter 1 Tag

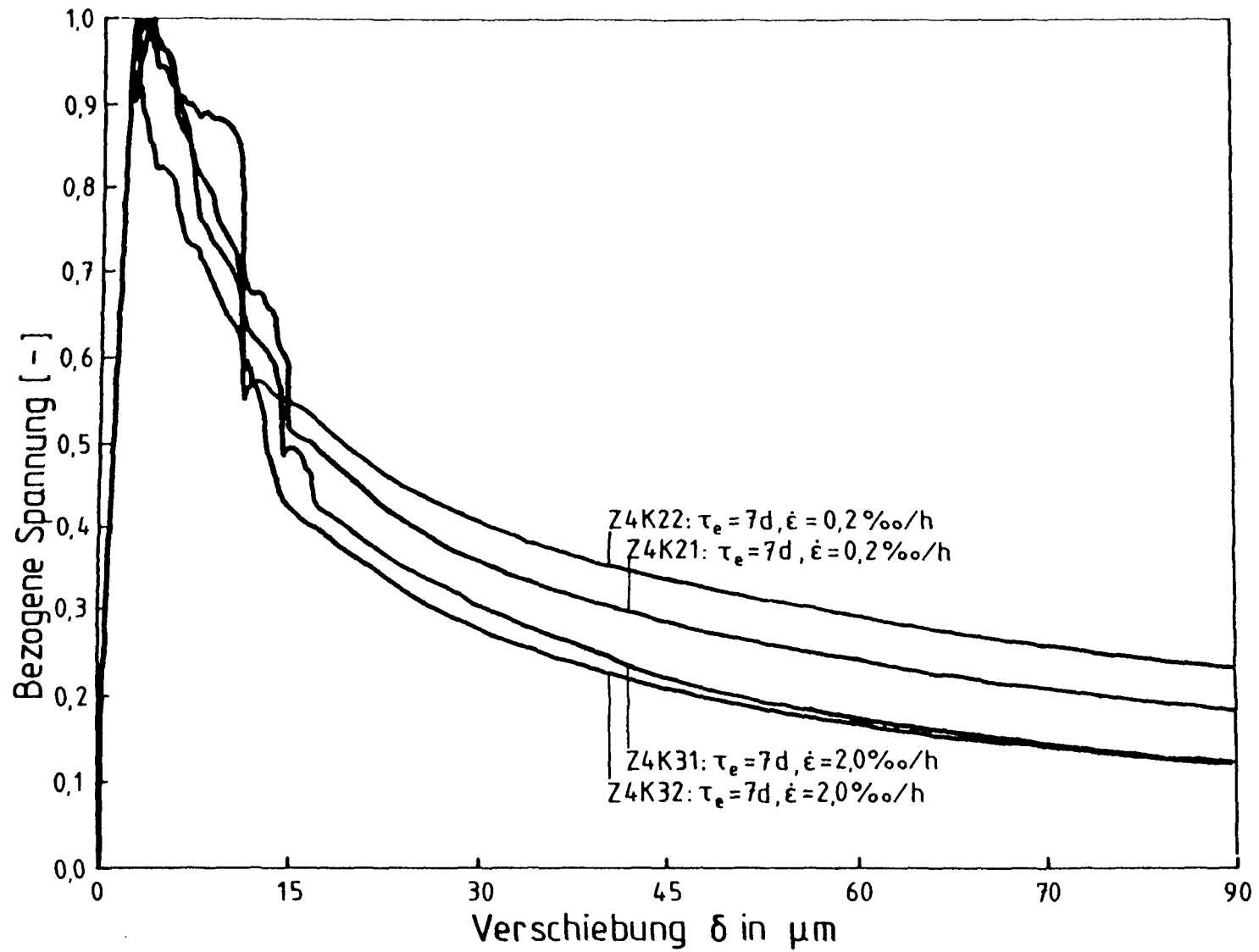


Abb. 7.44: Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten im Betonalter 7 Tage

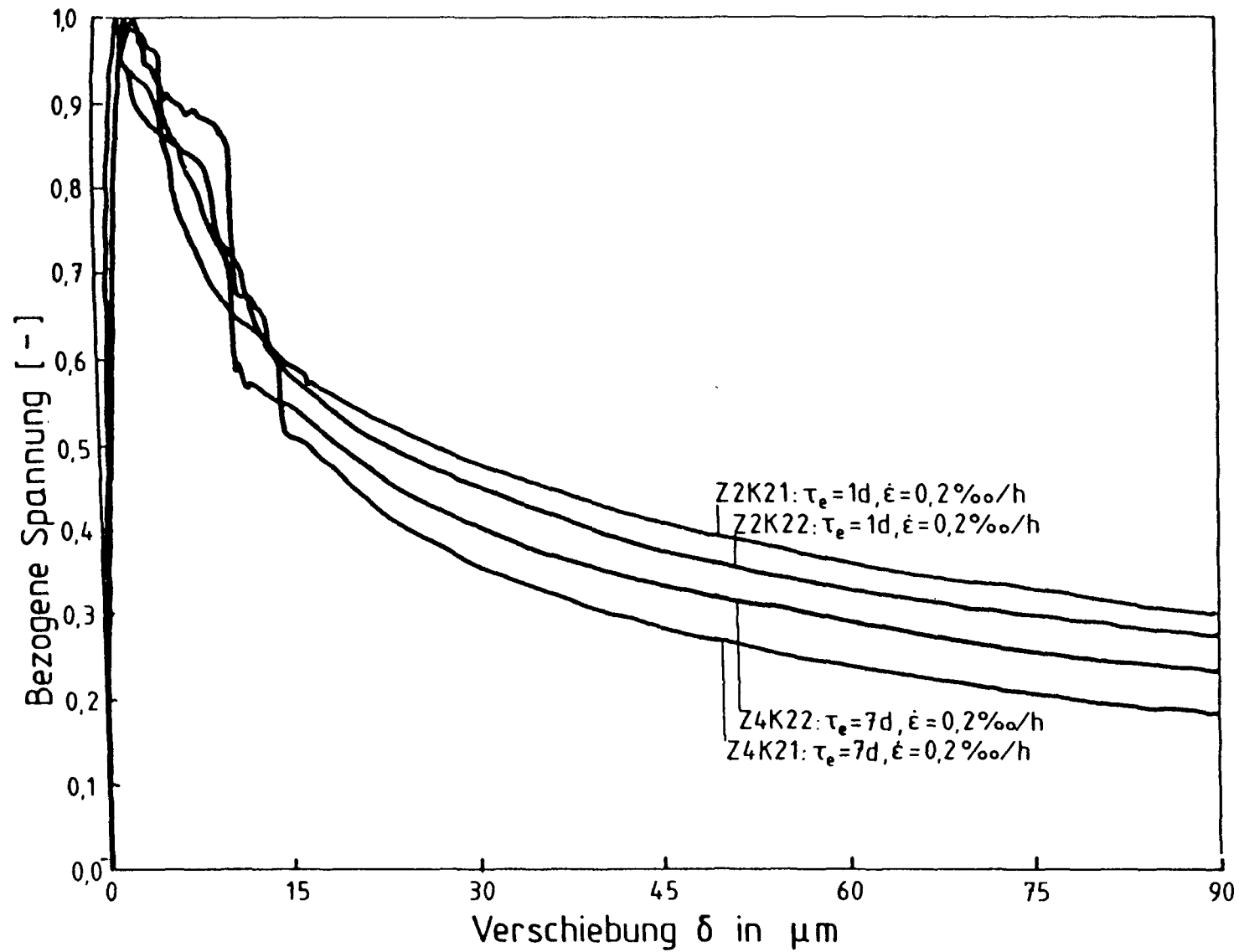


Abb. 7.45: Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten bei einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ ‰}/\text{h}$

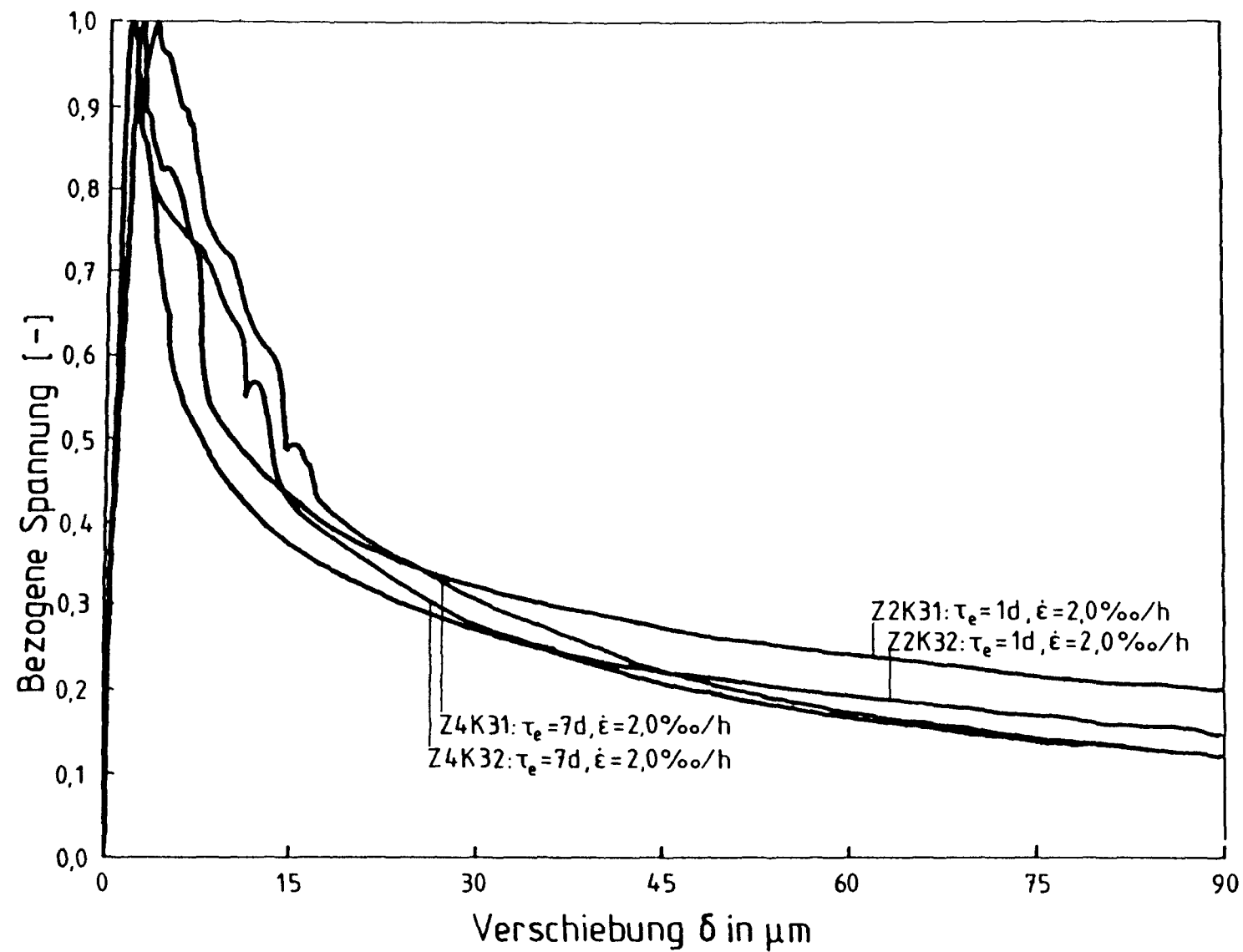


Abb. 7.46: Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten bei einer Dehngeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 2,0 \text{ ‰/h}$

7.6 Ergebnisse der Eigenspannungsversuche EW

7.6.1 Temperaturverläufe

Die zeit- und ortsvariante Änderung der Betontemperatur wird in den EW-Versuchen einerseits durch die Hydratationswärmeentwicklung des Betons, andererseits durch die gezielte Abkühlung an den Schmalseiten $h = 16 \text{ cm}$ der Versuchskörper hervorgerufen.

Der zeitliche Temperaturverlauf an verschiedenen Stellen ist beispielhaft für den Versuchskörper EW 3 in Abb. 7.47 über dem Betonalter aufgetragen. Die Wärmeentwicklung aus Hydratation und die Abkühlung durch die Schalung bis zum Betonalter von ca. 3 Tagen ist deutlich ersichtlich. Die Betontemperaturen steigen von der Frischbetontemperatur von ca. 22 °C auf die Maximaltemperatur im Kern (MST5) von $44,5 \text{ °C}$ im Alter 35 h an und fallen dann allmählich auf $41,5 \text{ °C}$ im Alter von 70 Stunden ab. Die Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand beträgt dabei maximal 5 K. Im Betonalter $\tau_e = 70 \text{ h}$ wird von den Versuchskörperstirnseiten durch Flüssigkeitskühlung ($\tau_{F1} = 0 \text{ °C}$) eine künstliche, plötzliche Abkühlung des Versuchskörpers hervorgerufen, so daß Temperaturdifferenzen von maximal 35 K im Versuchskörperquerschnitt auftreten. Die Kühlung wird nach rd. 6 h abgeschaltet. Es kommt zu einem allmählichen Temperatúrausgleich zwischen Kern und Rand im Betonalter von ca. 120 h bei 22 °C . Die Temperaturmessungen wurden unmittelbar vor Einleitung der zentrischen Zwangsbelastung im Alter von 144 h aus meßtechnischen Gründen abgebrochen. Die Temperaturverläufe der übrigen EW-Versuche unterscheiden sich lediglich in dem veränderten Abkühlzeitpunkt, sie sind vollständig im Anhang wiedergegeben.

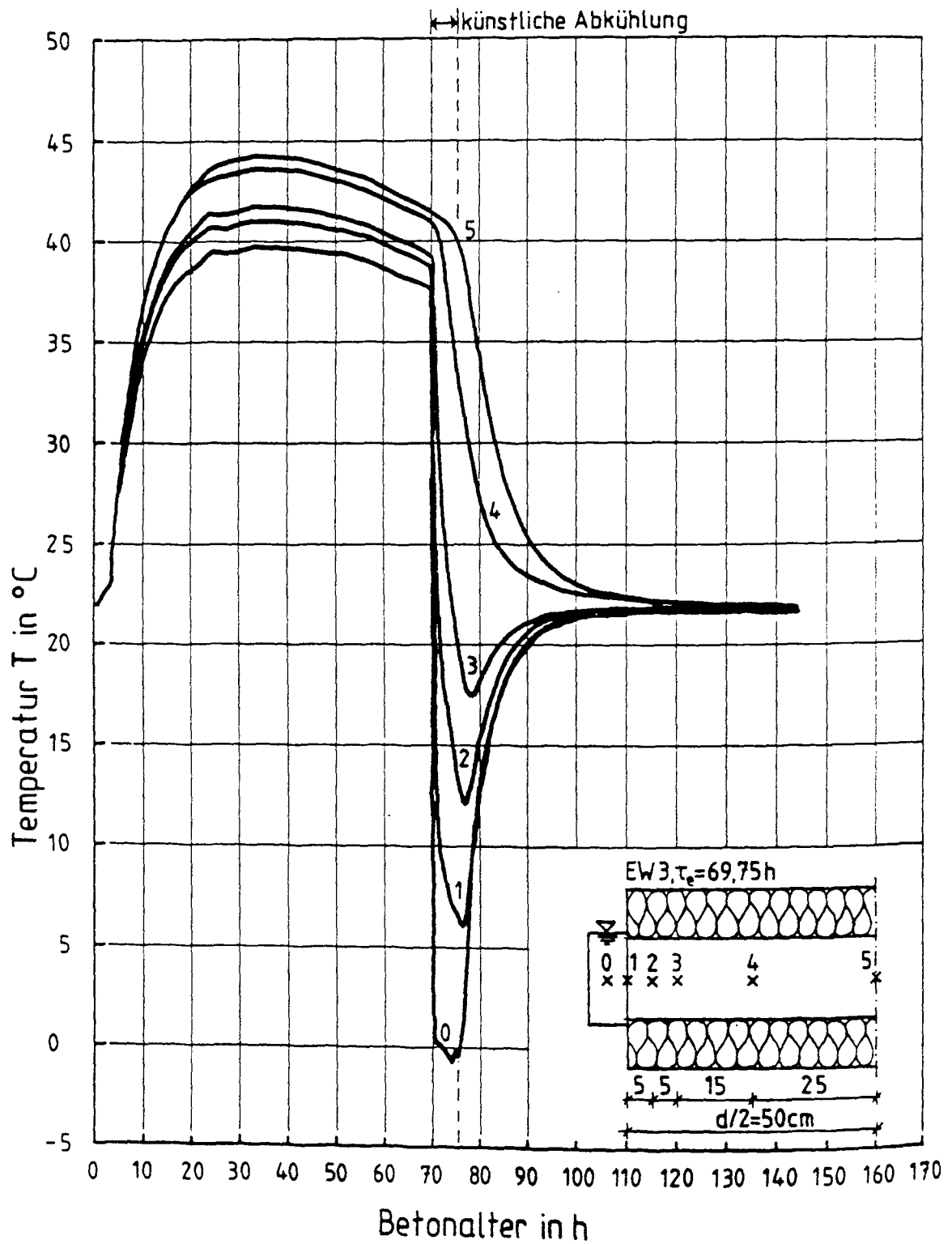


Abb. 7.47: Temperaturverlauf im Versuchskörper EW 3

In Abb. 7.48 ist exemplarisch das instationäre Temperaturfeld des Versuchskörpers EW 3 während der Abkühlphase dargestellt. Die Temperaturverteilung im Versuchskörper geht von einem geringen Temperaturabfall zum Körperrand im Betonalter 69,75 h, also unmittelbar vor der künstlichen Flüssigkeitsabkühlung aus. Das Temperaturprofil ändert sich zügig mit dem Einsetzen der Randkühlung, so daß nach 6 h Kühlzeit ($\tau = 76,25$ h) die maximale Gradienten erreicht wird, wobei es im Kern schon zu einer Abkühlung um 3 °C auf 39 °C gekommen ist. Die Temperaturverteilung im Betonalter $\tau = 94,25$ h zeigt eine fast ausgeglichene Temperatur im Betonquerschnitt zwischen 21 und 23,5 °C, die sich dann bis zum Versuchsende bei $\tau = 168$ h nicht wesentlich änderte. In Abb. 7.49 sind exemplarisch die Temperaturgradienten auf die Ausgangstemperatur bei $\tau_e = 69,75$ h bezogen dargestellt, wobei die Kühlflüssigkeitstemperaturen ($x = -5$ bzw. $+105$ cm) bewußt weggelassen wurden, um eine übersichtlichere Darstellung zu erhalten. Die vollständigen Darstellungen der Temperaturverteilungen und -gradienten sind im Anhang dargestellt.

7.6.2 Betondehnungen während der Abkühlphase

Die Betondehnungen wurden mit gekapselten Dehnmeßstreifen in zwei Schnitten (s. Abb. 5.26) an jeweils drei Meßpunkten gemessen. Die temperaturabhängigen Dehnungen wurden durch vertikal angeordnete Dehnmeßstreifen gleicher Art analog kompensiert, so daß die Meßergebnisse nur noch mit den im Abschnitt 7.3.3.3 bereits ermittelten Querdehnungszahlen korrigiert werden müssen. Die Abb. 7.50 und 7.51 zeigen den typischen Verlauf der Betondehnungen infolge von Eigenspannungen während der Abkühlphase in den im Instrumentierungsplan (Abb. 5.16) eingezeichneten Schnitten. Die Dehnungen steigen dabei im Mittel bis etwa 6 h (Ende der Abkühlphase) an und fallen dann allmählich auf Null oder schlagen sogar geringfügig in die entgegengesetzte Verformungsrichtung durch. Das Maximum der Zugdehnungen (MST 1 bzw. 4 und 6) liegt dabei im ungerissenen Bereich bei $\varepsilon_z(t) = 0,09$ ‰ während es im Rißbereich (MST 3) durchaus auf 0,9 ‰ anwächst. Im gerissenen Bereich bleibt auch nach vollständigem Temperatúrausgleich eine Restverformung von ca. 0,1 ‰ zurück. Diese Restverformung läßt sich durch Lockerungen in den Rißflanken erklären. Das Maximum der Stauchungen mit $\varepsilon_d(t) = 0,07$ ‰ stellt sich um ca. 3 Stunden verzögert nach dem Zugdehnungsmaximum ein.

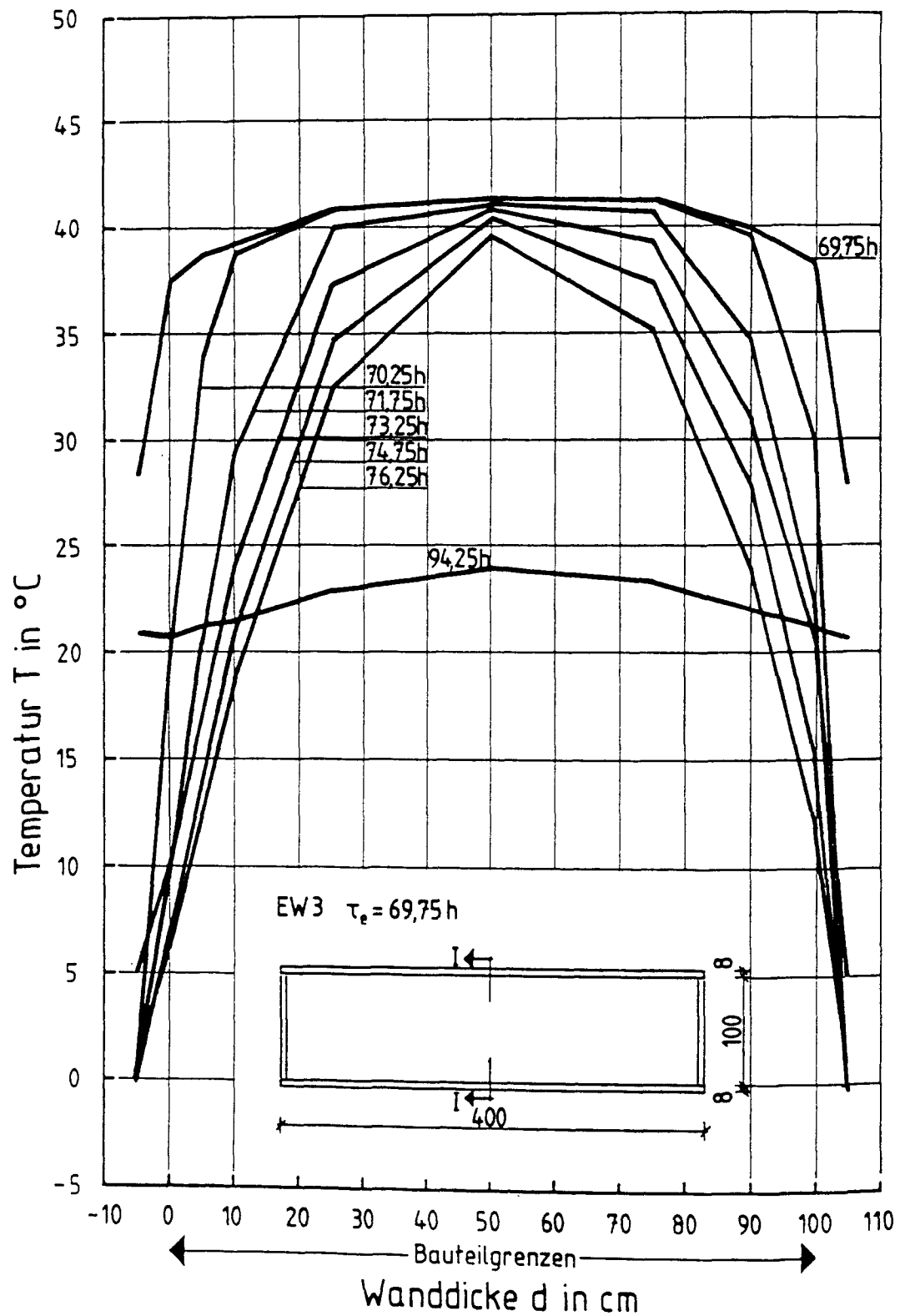


Abb. 7.48: Temperaturverteilung im Versuchskörper EW 3, Querschnitt I - I, Mst. 0 - 9

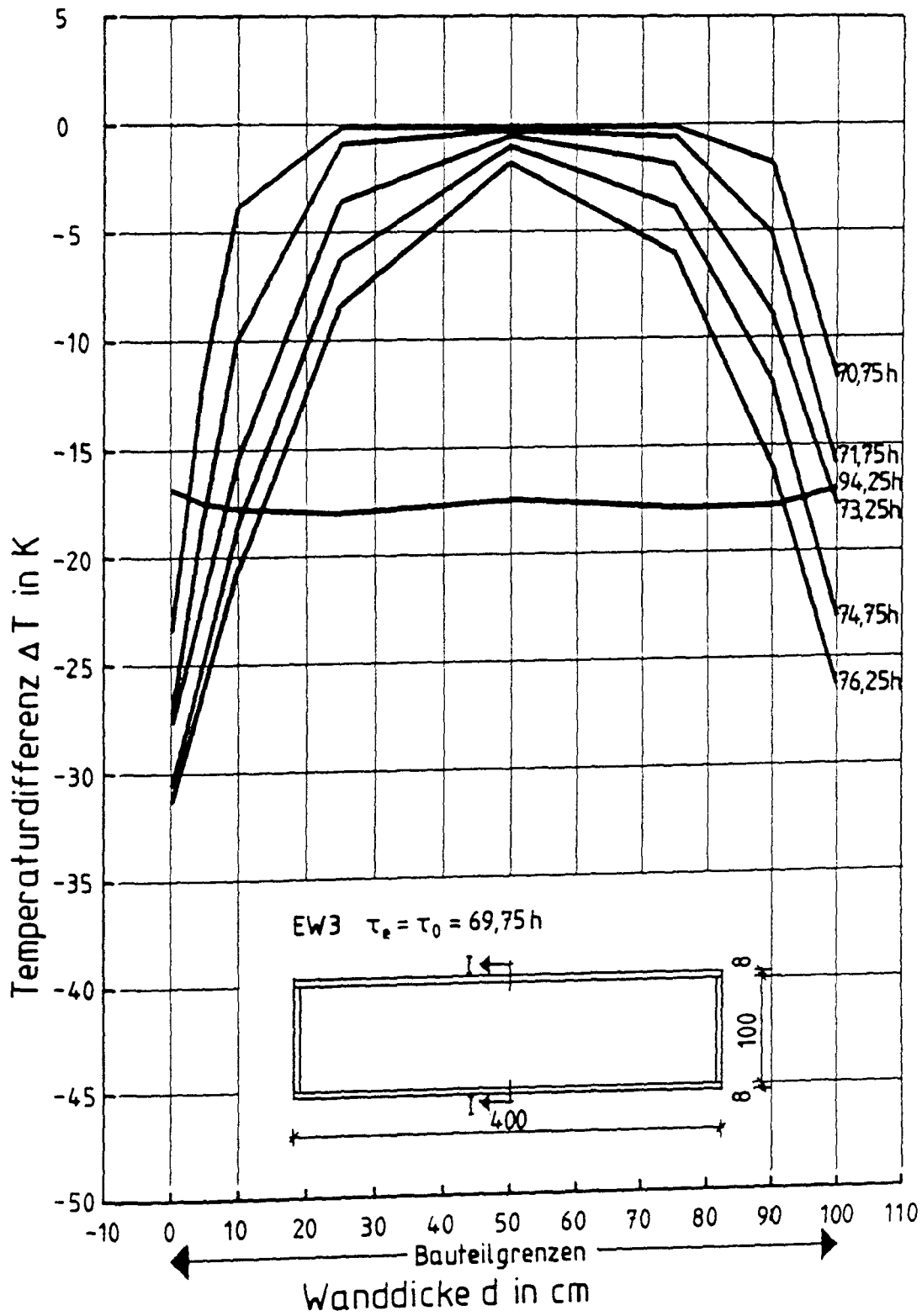


Abb. 7.49: Temperaturverteilung im Versuchskörper EW 3, Querschnitt I - I, Mst. 0 - 9

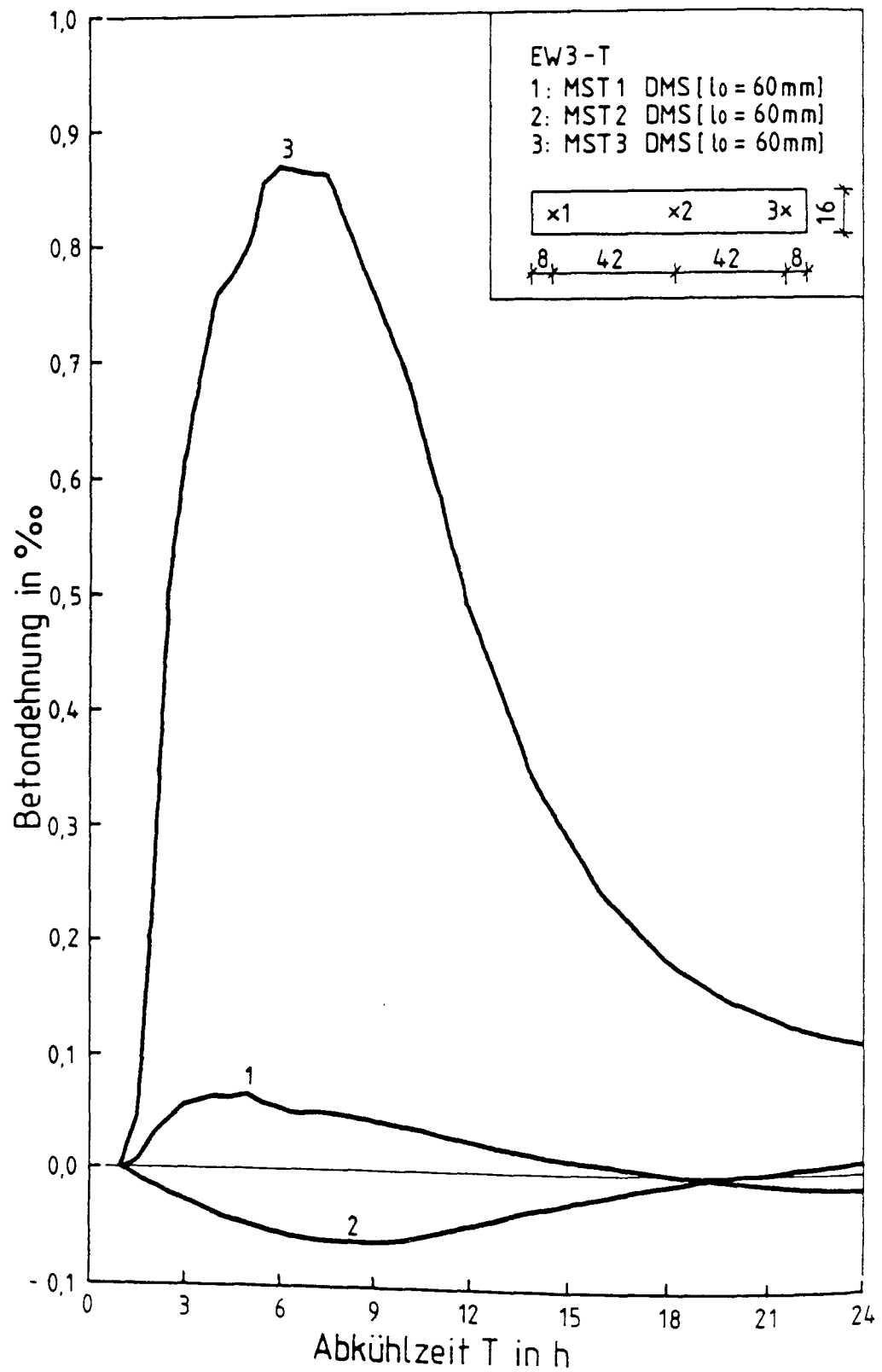


Abb. 7.50: Betondehnungsverlauf in der Abkühlphase im Querschnitt I - I, Mst. 1 - 3

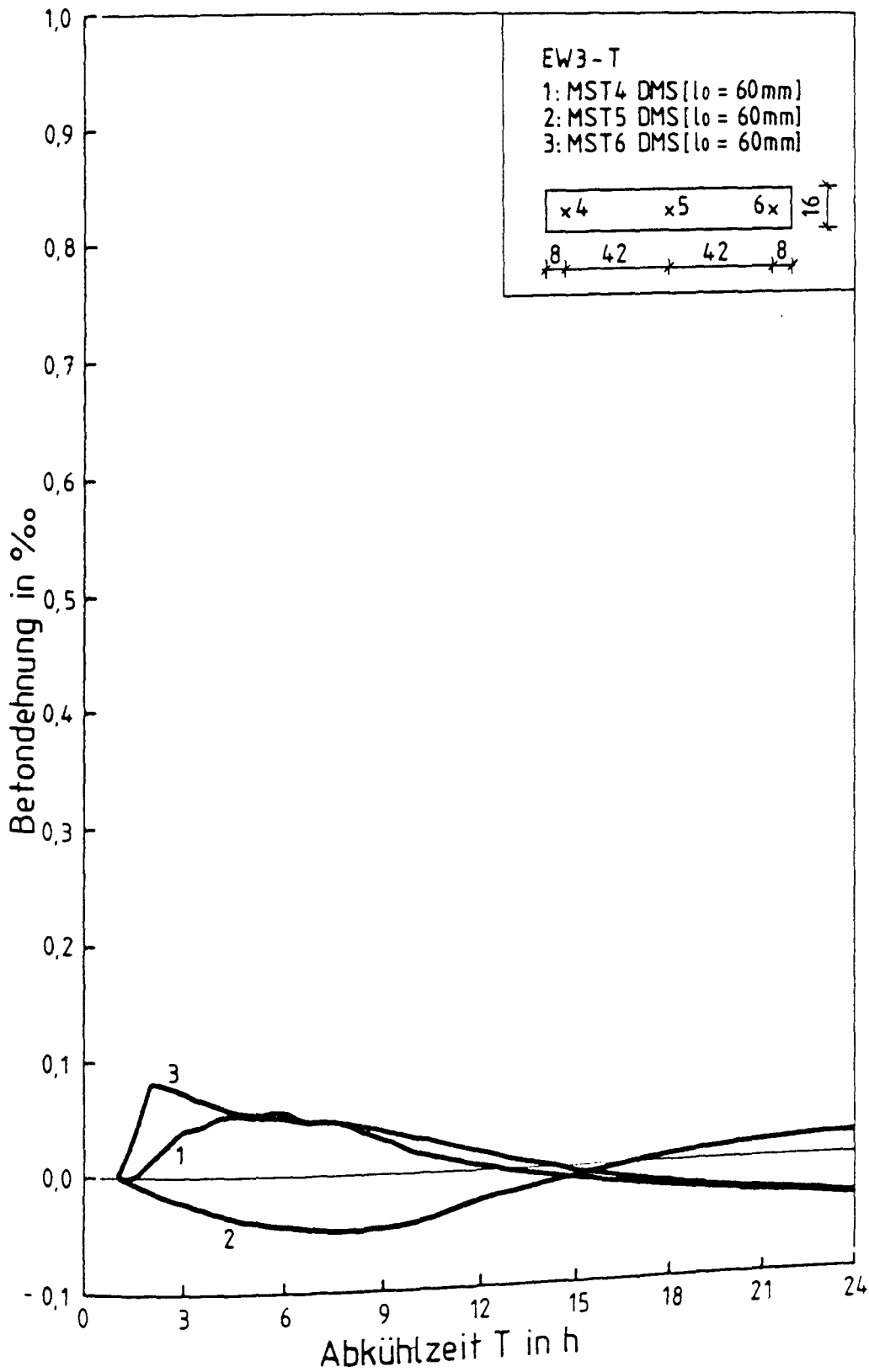


Abb. 7.51: Betondehnungsverlauf in der Abkühlphase im Querschnitt II - II,
 Mst. 4 - 6

Die Rückverformung im Druckbereich schlägt ebenfalls durch die auf den Kühlbeginn bezogene Nulldehnung durch und verbleibt dann als Zugdehnung mit rd. 0,02 ‰ bis zum Versuchsende konstant.

Das Phänomen der umgekehrten Verformungen, also Zug im Kern- und Druck im Randbereich, läßt sich durch irreversible plastische Verformungen während der Abkühlphase erklären. Ähnliche Phänomene wurden auch schon bei Reinhardt [43] in massigen Bauteilen festgestellt. Betrachtet man den gesamten Versuchszeitraum (Abb. 7.52 und 7.53) von $\tau = 10$ bis $\tau = 146$ h, so kommen in der ersten Phase der Betonerhärtung bis $\tau = 40$ h noch zusätzliche temperaturunabhängige Betonverformungen hinzu, die hier nicht weiter verfolgt werden, aber sicherlich bei den Versuchen EW 1 und EW 2 in der Abkühlphase mit berücksichtigt werden müssen.

7.6.3 Rißbildung

Für das Auffinden der bei Abkühlung auftretenden Eigenspannungsrisse und für das Verfolgen des Rißverlaufs wurden Versuche mit Setzdehnungsmessern, mit elektrischen Widerstandsmessungen an einbetonierten Graphitminen sowie mit optischen Makroobjektiven durchgeführt. Wegen der sehr begrenzten Versuchszeit, der zwingend erforderlichen Lagerung der Versuchskörper in der wärmeisolierten Schalung bis zum Versuchsbeginn schieden jegliche Oberflächenbehandlungen und das Kleben von Setzdehnungsmeßpunkten aus.

Als einfachstes und sicherstes Verfahren blieb somit das Aufsuchen der Risse mit der Lupenkamera mit 40-facher Vergrößerung. Zum Auffinden der Risse wurde die Kamera auf einer Schiene über die kurzzeitig freigelegten Versuchskörperoberseiten gefahren. Das Verfolgen des Rißverlaufs und der Rißbreite wurde durch das nur rund 5 mm umfassende Gesichtsfeld des Makroobjektes und die zur Rißspitze immer schmaler werdende Rißbreite erschwert.

Als zweites Verfahren zur Rißdetektion wurde die elektrische Widerstandsmessung an einbetonierten Graphitminenketten, deren Ohm'scher Widerstand im 15 Minutenzyklus mit einer Vielstellenmeßanlage registriert wurde, angewandt.

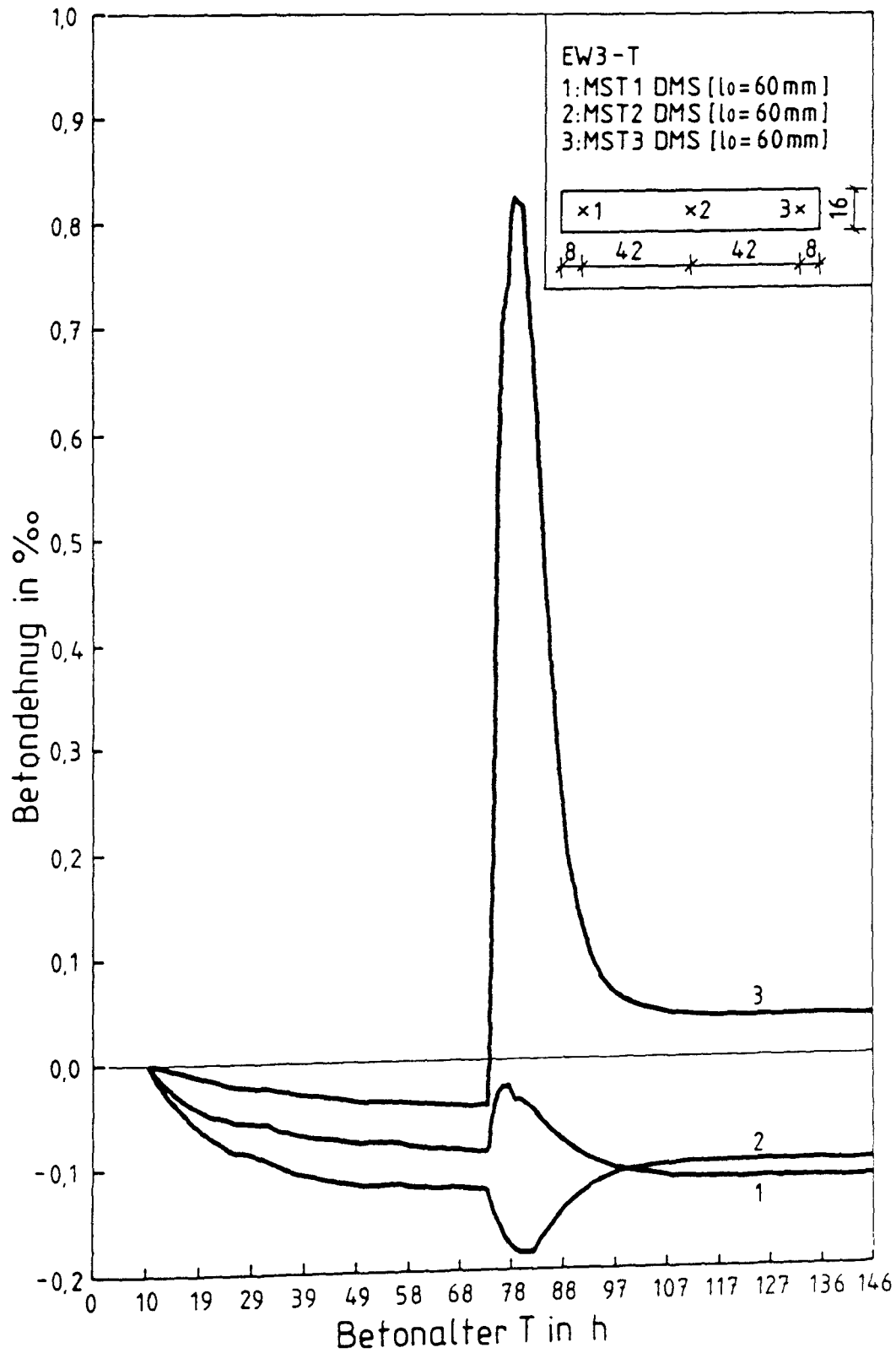


Abb. 7.52: Betondehnung in Abhängigkeit vom Betonalter im Querschnitt I-I,
 Mst 1 - 3

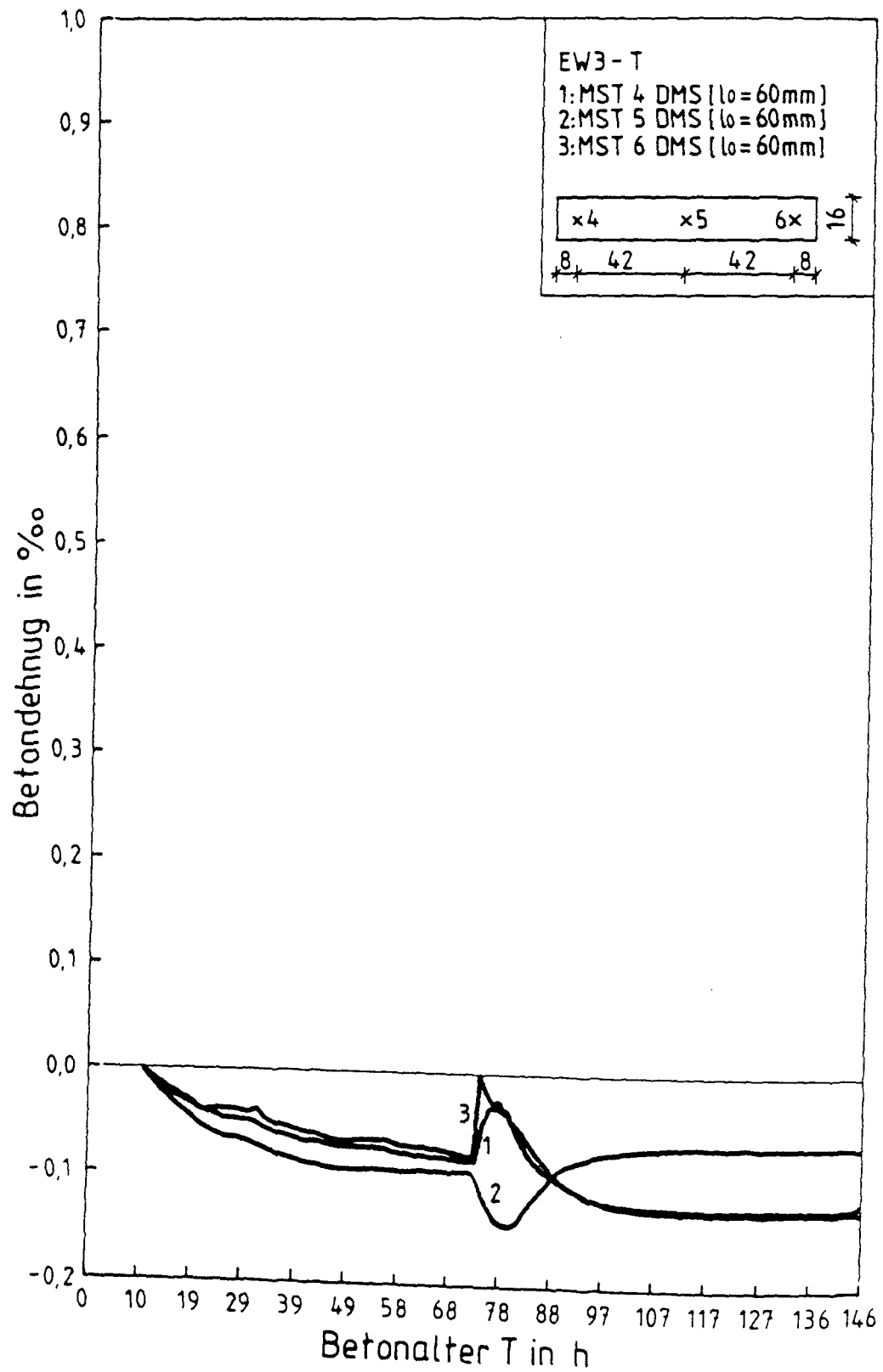


Abb. 7.53: Betondehnung in Abhängigkeit vom Betonalter im Querschnitt II - II, Mst. 4 - 6

Die Ergebnisse der optischen Rissmessungen während der Abkühlung sind in Abb. 7.54 beispielhaft für die Oberseite des Versuchskörpers EW 3 wiedergegeben. Die Risse wurden in dem Zeitraum 3,0 - 5,0 h nach Abkühlbeginn mit der Rißlupe vermessen, wobei die kritische, noch identifizierbare Rißbreite bei 1/100 mm lag. Die Untersuchung der Rißtiefe wurde durch die erhebliche Verringerung der Rißbreite zur Rißspitze hin erschwert und kann nicht immer vollständig wiedergegeben sein.

Die Risse waren relativ gleichmäßig über die Meßlänge verteilt mit einem mittleren Abstand von $a_{rm} = 43,8$ cm, einer mittleren Einrißtiefe von $r_m = 15,5$ cm und einer mittleren Breite von $w_m = 0,036$ mm.

Das Rißbild änderte sich durch die anschließende zentrische Zugbelastung bis zum Zugbruch des Versuchskörpers im Alter von 7 Tagen. Es ist in Bild 7.55 für die gesamte Versuchskörperoberfläche von EW wiedergegeben. Die o.g. Mittelwerte veränderten sich durch die Zugbeanspruchung und durch die Berücksichtigung der gesamten Versuchskörperoberfläche auf $r_m = 10,7$ cm, $w_m = 0,009$ mm und $a_{rm} = 30,0$ cm. In Tabelle 7.9 sind die bei den einzelnen EW-Versuchen gemessenen Maximal- und Mittelwerte für Einrißtiefe, Rißbreite und Rißabstand zusammengestellt. Die Werte gelten für die Vorderkanten. Auffallend ist der beträchtliche Unterschied zwischen Mittel- und Maximalwert. Dies rührt vom Einfluß feiner und kurzer Risse auf die Mittelwertbildung her. Es wurden bei allen Versuchen mehr kurze als tiefergehende Einrisse festgestellt. Bei der Bildung der Maximal- und Mittelwerte wurden die Trennrisse und die Einrisse, die mehr als 30 % der Versuchskörperbreite erfaßten, nicht berücksichtigt. Die vollständigen Rißbilder aller EW-Versuche sind im Anhang enthalten.

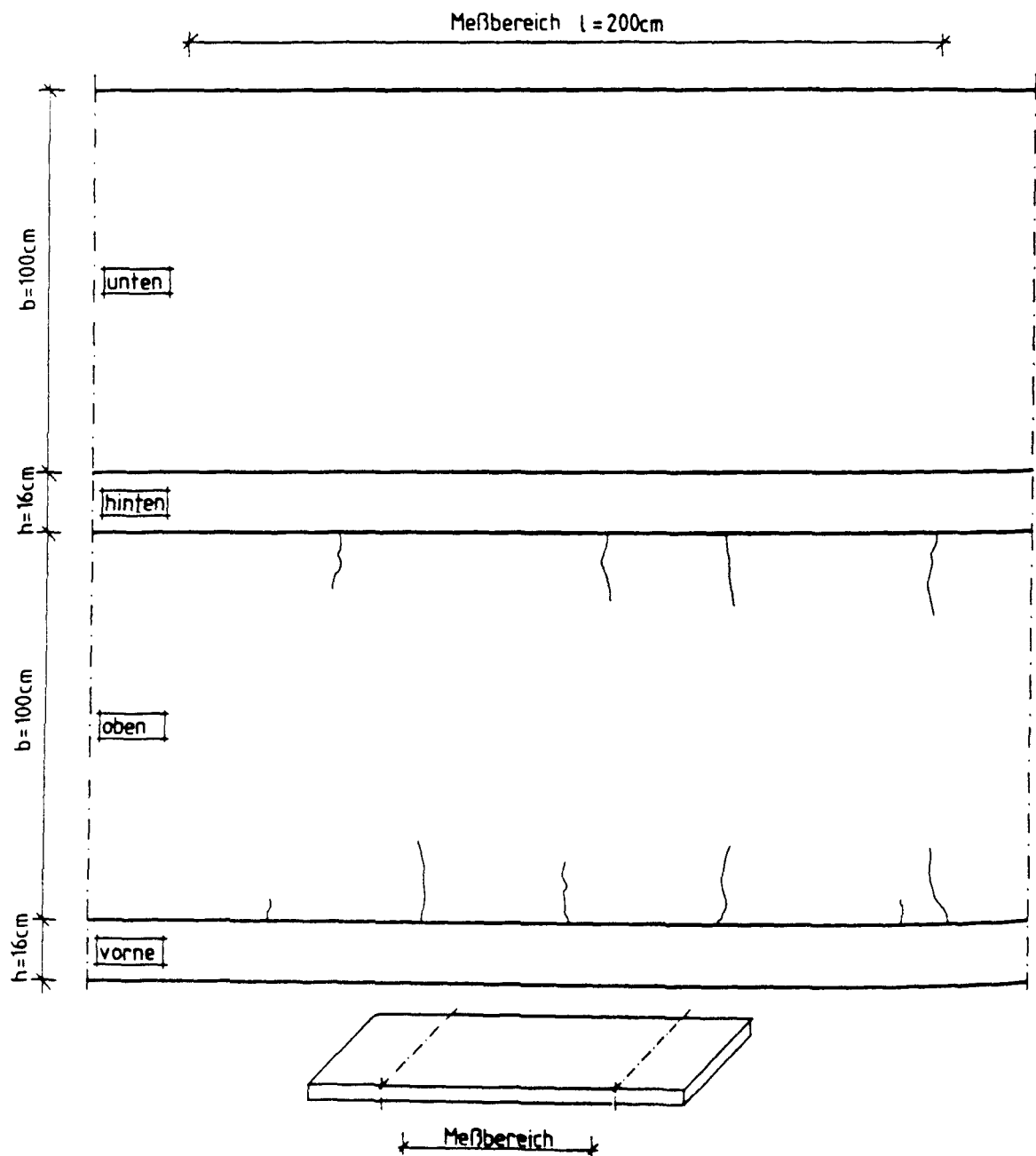


Abb. 7.54: Ribbild des Versuchskörpers EW 3 infolge Abkühlung, Abkühlzeit $t = 4,0\text{ h}$

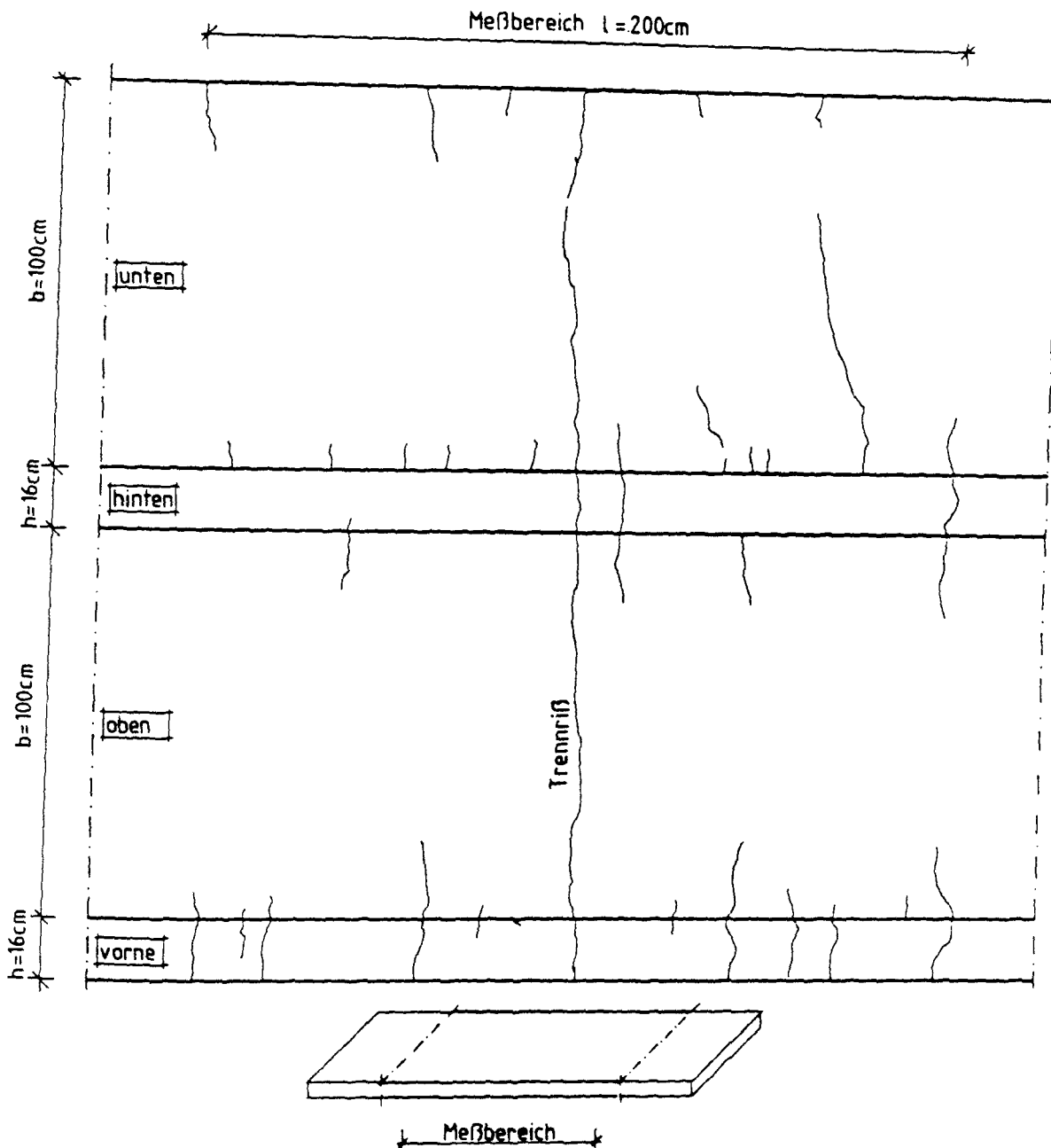


Abb. 7.55: Rißbild des Versuchskörpers EW 3 infolge Abkühlung und anschließendem zentrischen Zugversuch

Aus den Rißbildern und der Tabelle 7.10 läßt sich nur schwer eine Altersabhängigkeit der Rißbildung ablesen. Die Einrißtiefe nimmt zwar im Mittel mit zunehmendem Betonalter tendenziell ab, dieses kann aber auch in der etwas geringeren Temperaturdifferenz bei den älteren Versuchskörpern begründet sein. Das Rißbild des Versuchskörpers EW 5 zeigt deutlich kleinere Rißbreiten und Einrißtiefen, was durch die Anordnung von Bewehrung begründet ist. Außerdem konnte auf der einen Versuchskörperseite nur ein Einriß festgestellt werden. Es sind möglicherweise weitere Risse vorhanden gewesen, die jedoch wegen ihrer sehr kleinen Breite nicht feststellbar waren.

Die vollständigen Rißbilder nach abgeschlossener Zugbelastung zeigen im Mittel deutlich kleinere Rißabstände und Einrißtiefen (s. a. Tab. 7.9). Die bei dieser Betrachtung hinzugekommenen, kleineren Einrisse konnten erst nach Versuchsende beobachtet werden, so daß deren Entstehungszeit und -ursache nicht geklärt werden kann. Ein Teil der zusätzlichen Einrisse ist während der langsamen dehngesteuerten Zugbeanspruchung entstanden.

Möglicherweise sind während der Lagerungszeit zwischen Eigenspannungsversuch und zentrischer Zugbeanspruchung Schwindeigenspannungen infolge Austrocknung aufgetreten, die die teilweise sehr feine Rißverteilung besonders der Versuchskörper EW 5 und EW 6 im Randbereich hervorgerufen haben. Die Rißbildung von Versuchskörper EW 5 zeigt die typische Rißverteilung bewehrter breiter Betonbauteile mit einem Trennriß und mehreren Sekundärrissen.

Interessant waren die Rißentwicklungen in den unbewehrten Versuchskörper EW 3 und EW 6 während der Zugbeanspruchung. Es zeigten sich während der Belastung Einrisse die bis zu 80 % der Versuchskörperbreite umfaßten; der Durchriß erfolgte dann aber an einem ganz anderen Ort. Hier wird nochmals deutlich, daß bei kleiner Rißbreite eine erhebliche Kraftübertragung über Kornverzahnung gegeben ist.

Versuchs- körper	Meß-		Einrißtiefe		Rißbreite		Rißabstand	
	ort	zeit	r [cm] max.	mittel	w [mm] max.	mittel	a _r [cm] max.	mittel
EW1	oben	Abkühl.	30	19,1	0,06	0,034	71	35,8
	oben	VE	30	14,7	0,02	0,004	37	17,6
	unten	VE	36	14,1	0,02	0,003	36	18,5
	vorne	VE	-	-	-	-	32	18,7
	hinten	VE	-	-	-	-	34	20,3
	gesamt	VE	36	14,4	0,02	0,0035	37	18,8
EW2	oben	Abkühl.	19	10,1	0,08	0,02	64	44,7
	oben	VE	19	10,1	0,02	0,001	64	44,7
	unten	VE	28	14,9	0,02	0,001	43	22,3
	vorne	VE	-	-	-	-	39	20,2
	hinten	VE	-	-	-	-	51	32,7
	gesamt	VE	28	12,5	0,02	0,001	64	30,0
EW3	oben	Abkühl.	21	15,5	0,06	0,036	71	43,8
	oben	VE	21	11,6	0,04	0,009	60	24,6
	unten	VE	23	9,7	0,04	0,009	58	20,5
	vorne	VE	-	-	-	-	47	24,5
	hinten	VE	-	-	-	-	89	50,5
	gesamt	VE	23	10,7	0,04	0,009	89	30,0
EW4	oben	Abkühl.	16	11,3	0,05	0,031	70	48,7
	oben	VE	16	6,2	0,05	0,031	24	9,4
	unten	VE	17	8,7	0,05	0,031	36	20,7
	vorne	VE	-	-	-	-	16	10,6
	hinten	VE	-	-	-	-	24	16,9
	gesamt	VE	17	7,5	0,05	0,031	36	14,4

Tabelle 7.9, Teil 1 Ergebnisse der optischen Rißmessungen bei den EW-Versuchen (VE Versuchsende)

Versuchskörper	Meß-		Einrißtiefe		Rißbreite		Rißabstand	
	ort	zeit	r [cm] max.	mittel	w [mm] max.	mittel	a _r [cm] max.	mittel
EW5	oben	Abkühl.	6	4,6	0,04	0,017	58	31,0
	oben	VE	20	8,7	0,12	0,07	21	7,76
	unten	VE	21	11,0	0,12	0,07	16	9,2
	vorne	VE	-	-	-	-	14	6,7
	hinten	VE	-	-	-	-	15	8,2
	gesamt	VE	21	9,9	0,12	0,07	21	8,0
EW6	oben	Abkühl.	19	10,8	0,04	0,025	56	34,0
	oben	VE	34	8,1	0,06	0,037	15	10,9
	unten	VE	37	10,1	0,06	0,037	19	10,8
	vorne	VE	-	-	-	-	12	7,2
	hinten	VE	-	-	-	-	15	8,9
	gesamt	VE	37	9,1	0,06	0,037	19	9,5

Tabelle 7.9, Teil 2 Ergebnisse der optischen Rißmessungen bei den EW-Versuchen

Die Ergebnisse der elektrischen Widerstandsmessungen wurden intensiv auf Korrelation zu den optischen Messungen untersucht, konnten aber nicht die erhofften Übereinstimmungen aufzeigen. Die Meßergebnisse sind der Vollständigkeit halber im Anhang enthalten. Die Messungen wurden zeitstufenweise über die Abkühlzeit gestaffelt ausgewertet. Es gab eine Signalanhäufung bis ca. 6 h nach Abkühlbeginn die sich dann bis zum Temperatúrausgleich ca. 24 h nach Abkühlbeginn wieder verringerte, aber nicht vollständig wieder zurück ging. Der Einfluß der extremen Temperaturänderung auf die Widerstandsmessung wurde nicht berücksichtigt, sie scheint jedoch einen Einfluß zu besitzen.

7.6.4 Zugbeanspruchung

7.6.4.1 Rißspannung und Querschnittsreduktion

Die zentrische Zugbelastung der Versuchskörper erfolgte bei den Versuchen EW 1 - EW 5 nach 7 Tagen, während sie bei EW 6 kombiniert mit der Eigenspannungsbeanspruchung schon nach 1 Tag aufgebracht wurde. Tab. 7.10 zeigt in einer Zusammenstellung die Rißspannungen (Spannung bei erstem Durchriß) und die rechnerische Reduktion des Querschnitts durch die Eigenspannungseinrisse, das Beanspruchungsalter, den Bewehrungsgrad sowie die Zugfestigkeit der unter Versuchskörperbedingungen gelagerten Begleitkörper. Aus rißfreien Bereichen des Versuchskörpers EW 2 wurden zu Vergleichszwecken Prismen geschnitten, deren zentrische Zug- und Spaltzugfestigkeit im Betonalter von 8 Tagen bestimmt wurde. Die dabei ermittelten Festigkeitswerte lagen mit $\beta_Z(8d) = 2,06 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_{SZ}(8d) = 2,47 \text{ N/mm}^2$ im Streubereich der Festigkeitswerte der Begleitkörper. Die Reduktion der Rißspannung im Vergleich zur zentrischen Betonzugfestigkeit nimmt tendenziell mit dem Betonalter bei Eigenspannungsaufbringung ab, wobei sich der bewehrte Versuchskörper EW 5 und der mit gleichzeitigem zentrischen Zug beanspruchte Körper EW 6 deutlich unterschiedlich verhalten. Eine Korrelation der Reduktion mit den Einrißtiefen kann nicht eindeutig festgestellt werden.

Versuchs- bezeich- nung	Zentr.Zug- festigkeit $\beta_Z(t)$ [N/mm ²]	Riß- spannungen σ_{zV} [N/mm ²]	rechn. Quer- schnitts- reduktion [%]	Bean- spruchungs- alter		Bewehrungs- grad μ [%]
				τ_E [d]	τ_Z [d]	
EW1	1,74	0,748	57	0,5	7,0	-
EW2	1,91	0,898	53	1,0	7,0	-
EW3	1,70	1,34	21	3,0	7,0	-
EW4	1,68	1,60	5	6,0	7,0	-
EW5	1,70	1,50	12	1,0	7,0	(2 $\emptyset 12$) 0,283
EW6	1,18	0,353	70	1,0	1,0	-

Tabelle 7.10 Rißspannung und Querschnittsreduktion bei den EW-Versuchen

7.6.4.2 Kraft-Verformungsverhalten im Zugversuch

In den Abb. 7.56 bis 7.58 sind exemplarisch die σ - ϵ -Linien des Versuchskörpers EW 3 aufgetragen. Die Betonspannung wurde dabei mit dem Mittel der Kräfte der vier Kraftmeßdosen und mit dem ungerissenen Betonquerschnitt berechnet. Die Dehnungen wurden sowohl mit einbetonierten Dehnmeßstreifen (Meßbasis 60 bzw. 120 mm) als auch mit induktiven Wegaufnehmern und Invarstahlstäben als mittlere Dehnung über die Meßbasis von 2000 mm ermittelt.

Die Spannungsdehnungslinien zeigen einen gestreckten, leicht gekrümmten Verlauf ähnlich jenem der zentrischen Zugversuche. Die Dehnungsverteilung im Mittelquerschnitt (Abb. 7.56) ist aufgrund vorhandener Einrisse ungleichförmig. Die gemessene Einrißtiefe betrug in diesem Querschnitt 15 cm und entspricht in einer Querschnittsreduktion von 21 %. Abb. 7.58 zeigt eine typische σ - ϵ -Linie der induktiven Dehnungsaufnehmer. Die gleichzeitige Zug- und Eigenspannungsbeanspruchung von EW 6 führte zu einer Reduzierung der ohnehin geringen Zugfestigkeit von $\beta_Z(1d) = 1,18 \text{ N/mm}^2$ um 70 %.

Die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Versuchskörper und Versuchseinrichtung änderten sich dadurch so stark, daß die in Abb. 7.59 gezeigte vollständige Spannungs-Verformungslinie durchfahren werden konnte. Bemerkenswert sind die großen Verformungswege bis zum Spannungsmaximum σ_p von $\delta_p = 0,12$ mm und die beim Bruch $\delta_{\text{Bruch}} = 0,65$ mm noch übertragbare Spannung von $\sigma_{\text{Bruch}} = 0,21 \cdot \sigma_p$. Zu berücksichtigen ist, daß in dieser σ - δ -Linie alle Rißöffnungen auf der Meßlänge von 2000 mm enthalten sind und daß während der Verformung (Belastungsdauer 4,5 h) instationäre Temperaturverhältnisse herrschten.

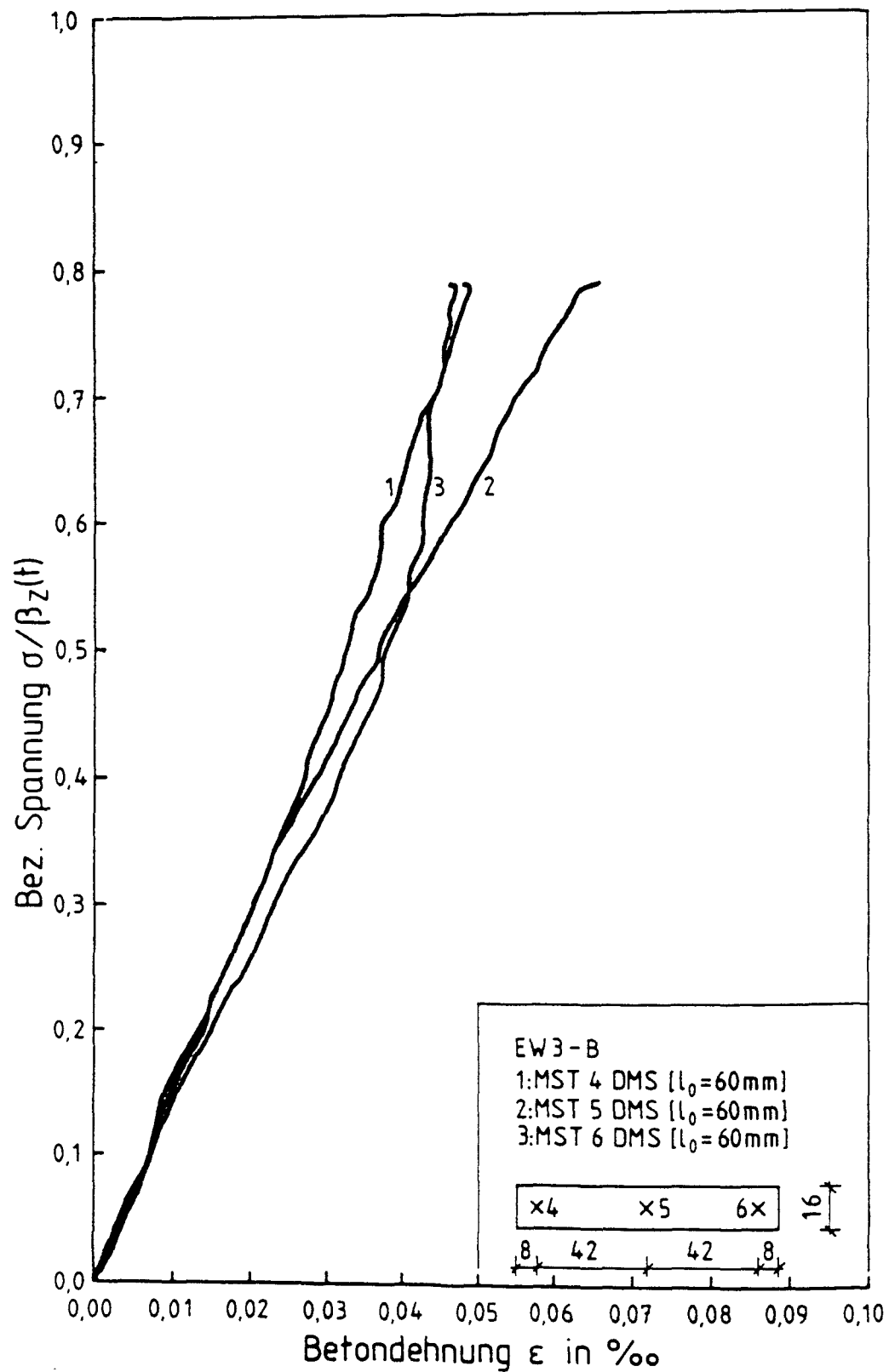


Abb. 7.56: Spannungsdehnungslinien für zentrischen Zug im Querschnitt II - II, Mst. 4 - 6

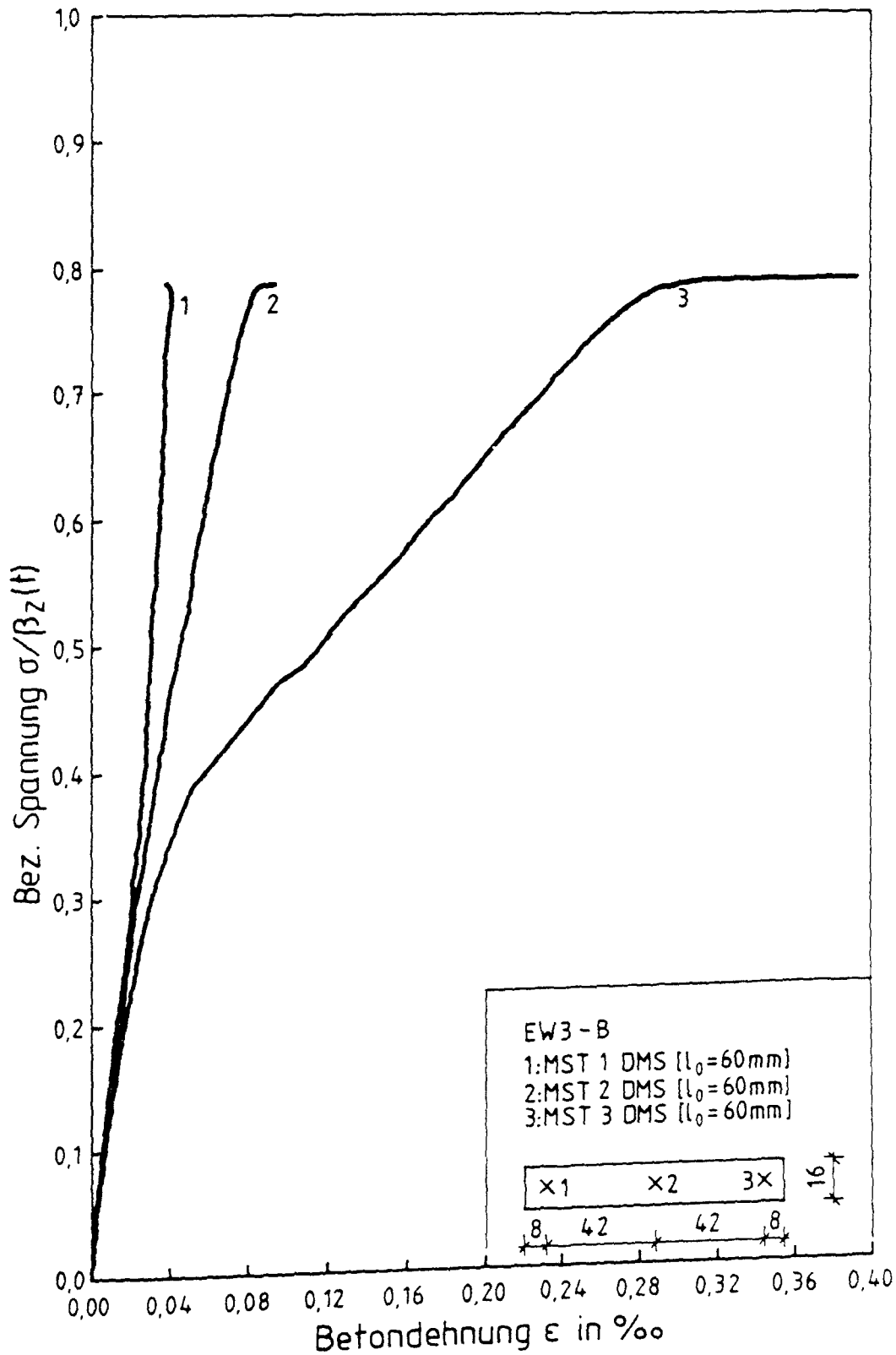


Abb. 7.57: Spannungsdehnungslinien für zentrischen Zug im Querschnitt I - I, Mst. 1 - 3

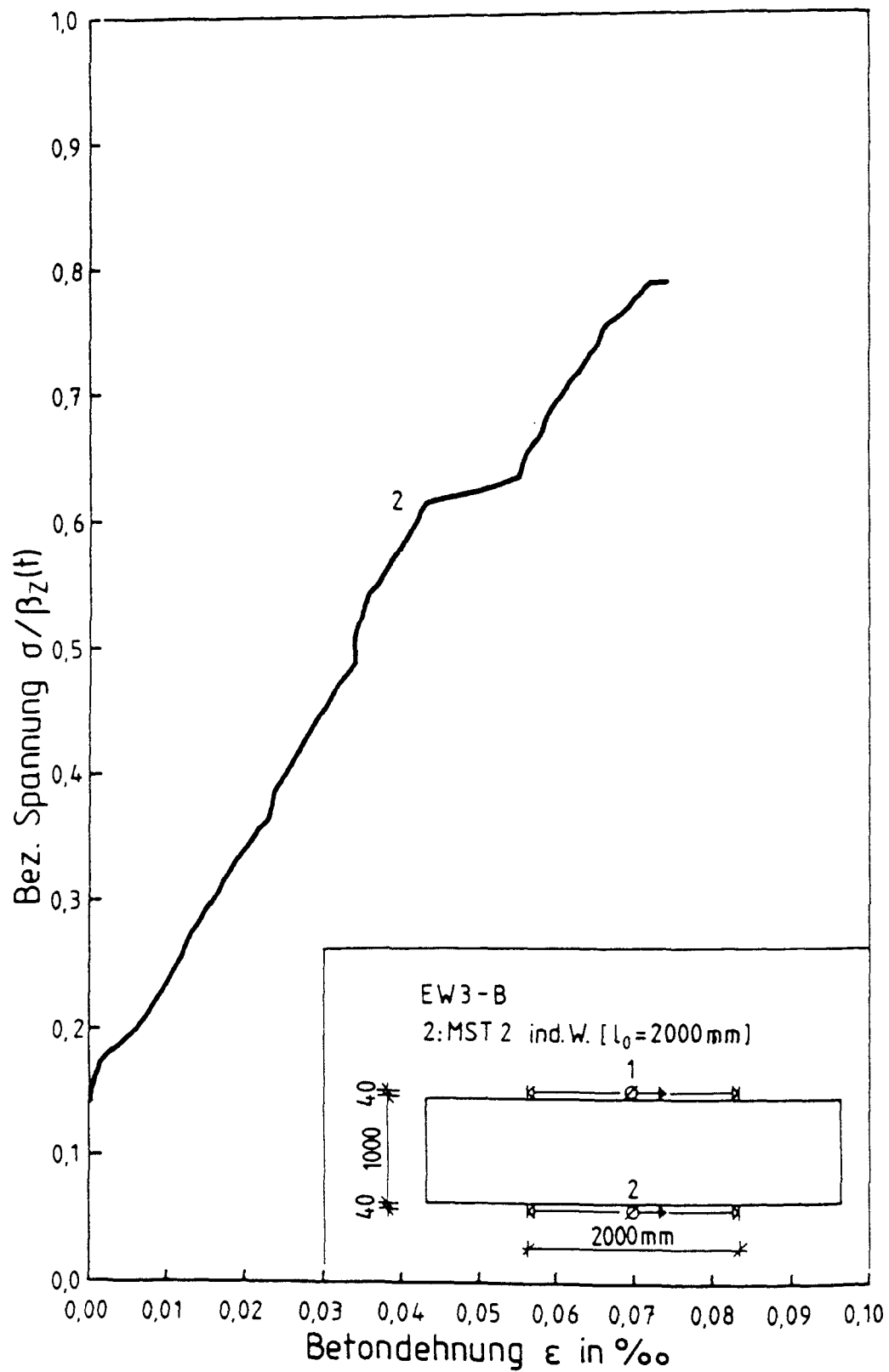


Abb. 7.58: Spannungsdehnungslinien für zentrischen Zug, mittlere Längsdehnung über die Meßlänge

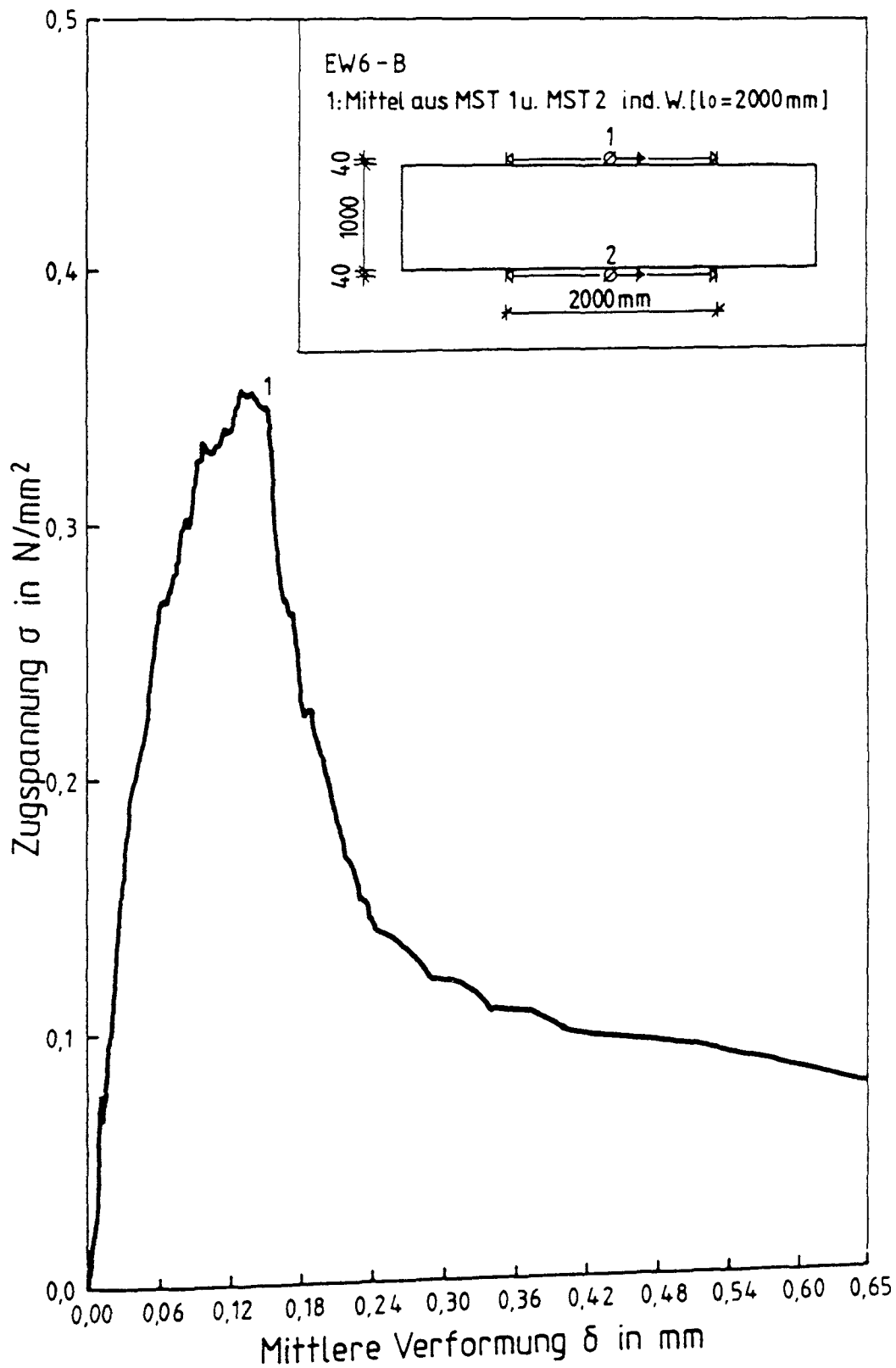


Abb. 7.59: Vollständige Spannungsverformungslinie von EW 6 bei gleichzeitiger Einwirkung von Eigenspannung und Zug

8 STOFFGESETZE UND MODELLBILDUNG

8.1 Beziehungen für die Entwicklung der Betontemperatur

8.1.1 Wesentliche Zusammenhänge

Wie bereits in Abschn. 2.2 dargestellt worden ist, benötigt man zur Beschreibung des Wärmequellentерms der Fourier'schen DGL, Gl. (2.4) eine Formulierung für den Hydratationsgrad. Hier wird von der bei adiabatischen Verhältnissen entstehenden Hydrationswärme H_{Zad} des Zements ausgegangen, deren Bestimmung aus der adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons bereits in Abschn. 7.1.2 erläutert worden ist.

Durch Normierung der Hydrationswärme $H_Z(\tau_w)$, die bis zum wirksamen Alter τ_w eingetreten ist, auf deren theoretischen Endwert erhält man für den Hydratationsgrad:

$$m(\tau_w) = \frac{H_Z(\tau_w)}{\max H_{Zad}} = \frac{H_b(\tau_w)}{\max H_{bad}} = \frac{\Delta T_{ad}(\tau_w)}{\max \Delta T_{ad}} \quad (8.1)$$

Der Hydratationsgrad (von [28] auch Reaktionsgrad genannt), stellt für einen Beton bestimmter Zusammensetzung eine alters-, temperatur- und feuchtigkeitsabhängige Stoffgröße dar. Bei dem hier betrachteten dicken Bauteil entfällt der Feuchteeinfluß (isohygrischer Zustand).

Zur Beschreibung des Hydratationsgrades in Abhängigkeit vom wirksamen Alter wurden empirische Funktionen entwickelt (s. [25], [27], [28]). Hier wird auf den Ansatz von Jonasson [29] zurückgegriffen, der Versuchsergebnisse sehr treffend beschreibt:

$$m(\tau_w) = \exp \left[a \left(\ln \left(1 + \frac{\tau_w}{\tau_k} \right) \right)^{-\alpha} \right] \quad (8.2)$$

$$\max \Delta T_{ad} = \frac{\max H_{Zad} \cdot Z}{c_b \cdot \rho_b} \quad (8.2a)$$

Hierin bedeuten:

τ_w	wirksames Betonalter in h
τ_k	Zeitkonstante [h]
a	Konstante [-]
α	Konstante [-]

Die Konstanten müssen über Versuche bestimmt werden.

Wenn man bei Kenntnis der Wärmefreisetzung unter definierten, adiabatischen Bedingungen auf die im Bauteil bei der Temperatur T entstehende Wärmemenge schließen will, bedient man sich der sogen. Reifefunktionen, die empirisch entwickelt wurden. Durch die Reifefunktion, auch als Geschwindigkeitsfaktor der Hydratation bezeichnet [26], wird der Einfluß der Temperatur T auf die Hydratationsgeschwindigkeit beschrieben. Die Hydratation und deren Prozeßwärme werden gekoppelt.

Folgende Reifefunktionen sind gebräuchlich:

1.) Nurse/Saul

$$k_S = (T + 10) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (8.3)$$

2.) Van't Hoff/Rastrup

$$k_R = \frac{r}{10} = \exp \left(\frac{T}{10} \ln r \right) \quad [-]; r = \text{Konstante} \quad (8.4)$$

3.) Arrhenius/Freiesleben

$$k_F = p \cdot \exp \left(- \frac{A}{R} \cdot \frac{1}{T} \right) \quad [-] \quad (8.5)$$

Marx [26] führte einen Vergleich der Reifefunktionen mit Versuchsergebnissen durch. Er kam zum Schluß, daß die Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben, Gl. (8.5), die chemischen Vorgänge der Zementhydra-

tation am zutreffendsten beschreibt. Deshalb wird sie im folgenden weiterverwendet. In Gl. (8.5) bedeuten:

- A Aktivierungsenergie
 $\approx 33,5 \text{ [kJ/mol]}$ für $T \geq 20 \text{ }^\circ\text{C}$
 $\approx 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T) \text{ [kJ/mol]}$ für $T < 20 \text{ }^\circ\text{C}$
R univ. Gaskonstante; $8,314 \text{ [J/mol]}$
p Konstante [-]
T Temperatur des Betons [K]

Bei der Anwendung des Ansatzes der Reaktionskinetik auf die Hydratation geht man davon aus, daß die Prozeßgeschwindigkeit durch das Produkt

$$\frac{dH_b(t)}{dt} = p \cdot K_F \quad (8.6)$$

beschrieben werden kann. Der Geschwindigkeitsfaktor K_F hängt von der Prozeßtemperatur ab. Der Faktor p berücksichtigt die Reaktionskinetik und alle anderen Zustandsgrößen.

Von großer Bedeutung ist das wirksame Betonalter τ_w . Es ist jenes Alter, bei dem der unter $T_{K1} = 293 \text{ K} + T$ erhärtende Beton den gleichen Hydratationsgrad erreicht wie der unter der Temperatur $T_{K2} = 293 \text{ K}$ ($20 \text{ }^\circ\text{C}$). Mit

$$H_{b1} = \int_0^{\tau_w} p \cdot K(273 + T) d\tau_w \quad (8.7)$$

$$H_{b2} = \int_0^t p \cdot K(293) dt \quad (8.8)$$

und

$$H_{b1} = H_{b2}$$

erhält man das wirksame Alter:

$$\tau_w = \int_0^t \exp \frac{A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) d\bar{t} = \int_0^t K_F \cdot d\bar{t} \quad (8.9)$$

mit dem Temperaturfaktor K_F

$$K_F = \exp \frac{A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T} \right) \quad (8.10)$$

dessen Verlauf in Abb. 8.1 dargestellt ist.

8.1.2 Analytischer Ansatz für die adiabatische Temperaturentwicklung

Die adiabatischen Temperaturerhöhungen ΔT_{ad} der Versuche TA 51 - TA 53 bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen sind in Abb. 8.2 unter Berücksichtigung des Temperaturfaktors K_F nach Abschn. 8.1.1 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter aufgetragen. Die mit dem reaktionskinetischen Ansatz vorgenommene Transformation des wirklichen in das wirksame Betonalter wird bestätigt.

Nach Normierung der adiabatischen Temperaturerhöhung auf deren theoretischen Endwert kann man durch Regression die Konstanten des Ansatzes für den Hydratationsgrad m , Gl. (8.2), bestimmen. In Abb. 8.3 sind die rechnerischen und gemessenen Hydratationsgrade für die Versuche TA 51 - TA 53 einander gegenübergestellt. Die Rechenwerte beschreiben die Versuche gut. Für alle weiteren Auswertungen von Versuchen mit dem Beton (TA5) kommen die hier ermittelten Parameter zur Anwendung.

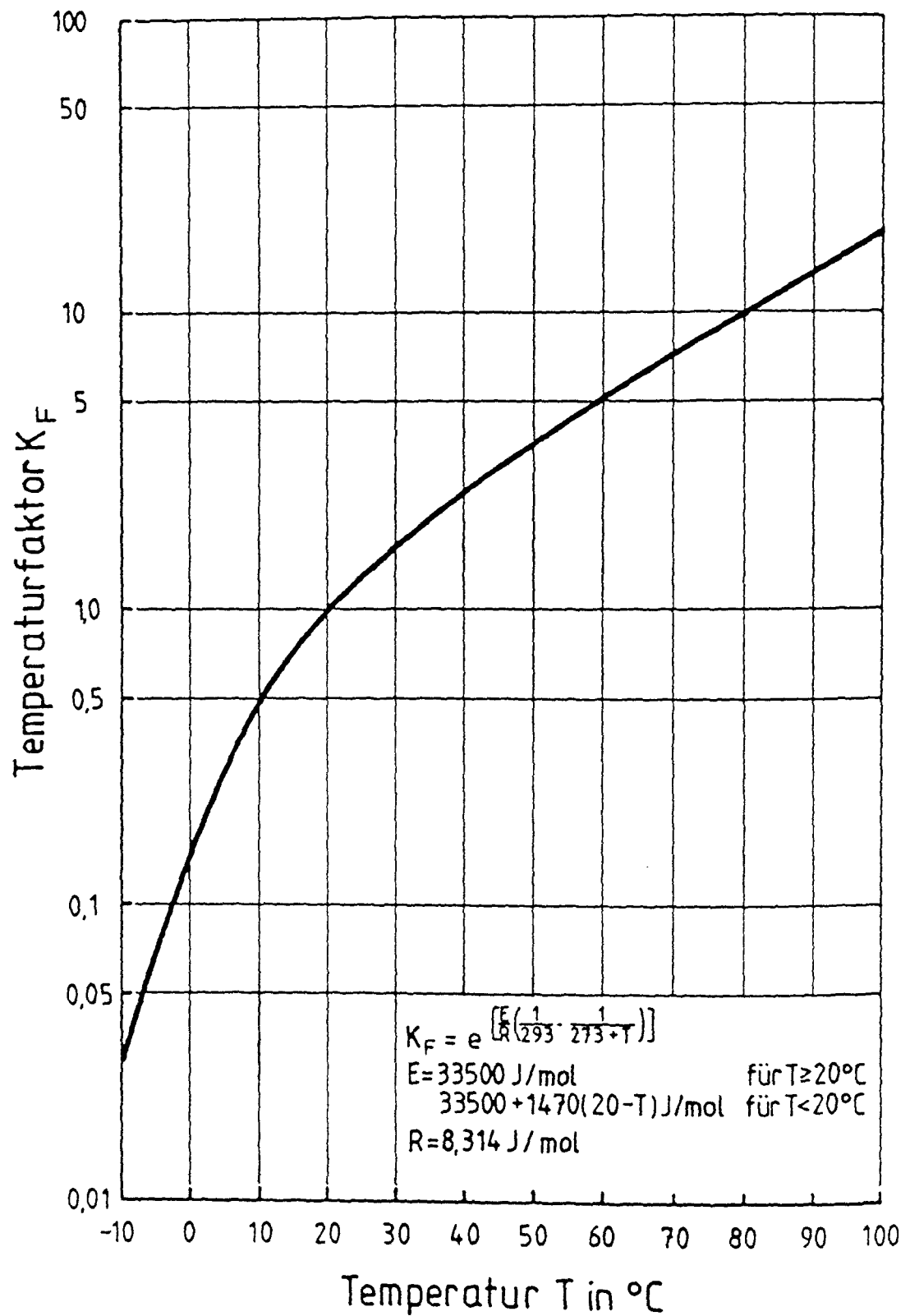


Abb. 8.1: Temperaturfaktor nach Arrhenius/ Freiesleben [41]

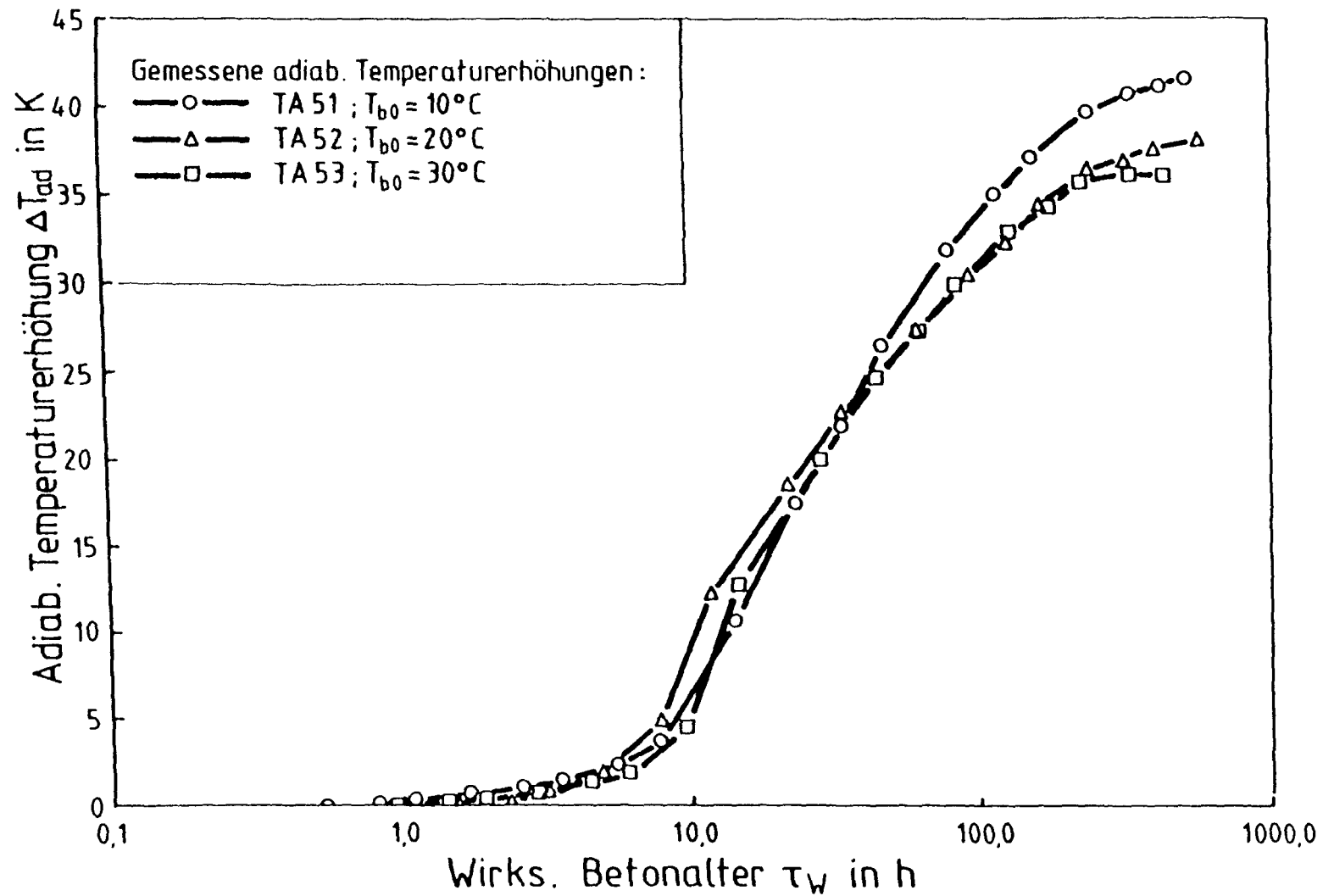


Abb. 8.2: Adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

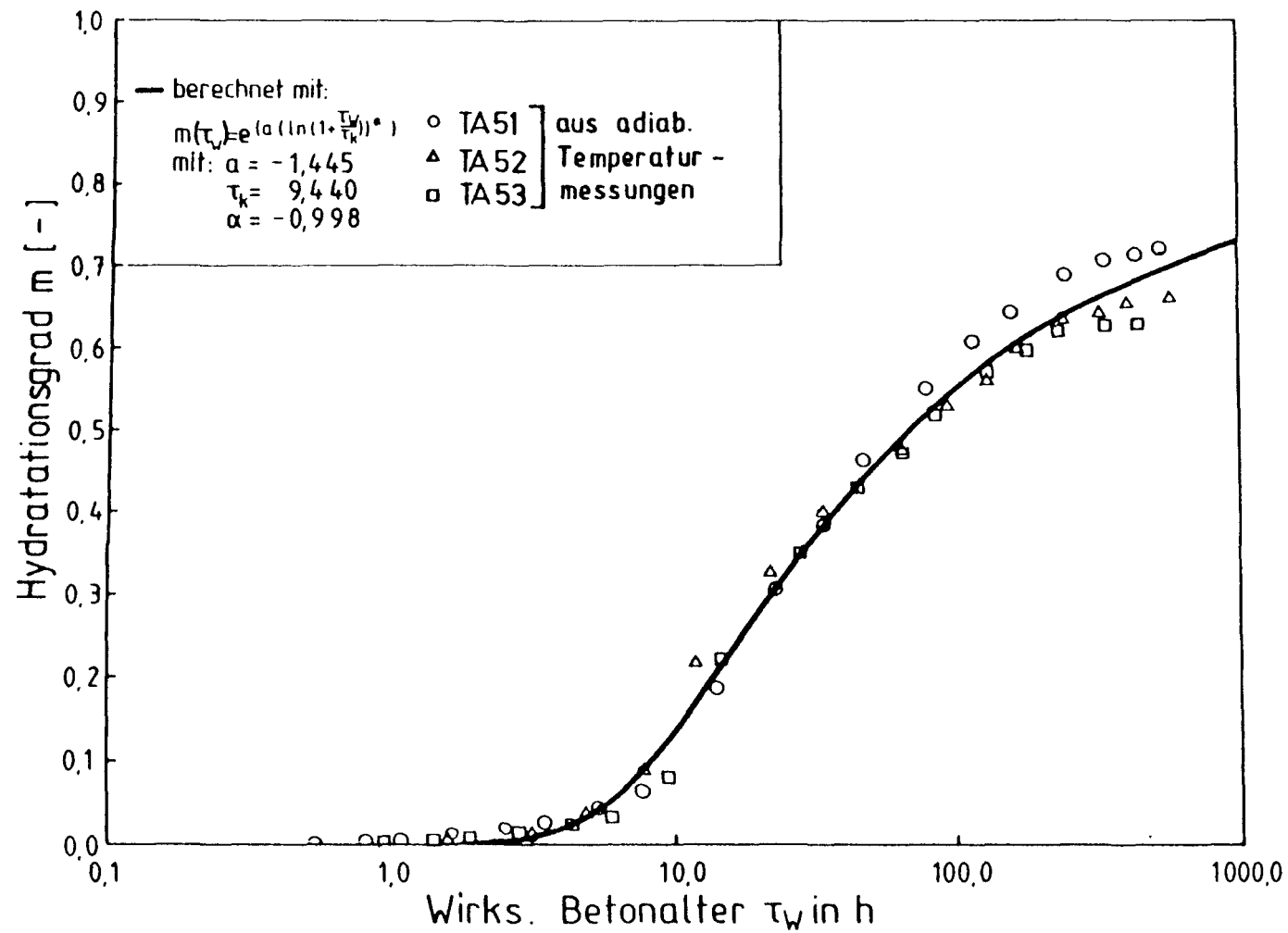


Abb. 8.3: Vergleich zwischen dem rechnerischen Verlauf des Hydrationsgrades und den Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen

8.2 Analytische Beschreibung der axialen Zugversuche Z

8.2.1 Abhängigkeit der Festigkeit vom Hydratationsgrad des Betons

8.2.1.1 Beschreibung der zentrischen Zugfestigkeit

Trägt man die Zugfestigkeitsentwicklung $\beta_Z(t)$ der zentrischen Zugversuche über dem Hydratationsgrad m für die verschiedenen Dehngeschwindigkeiten auf, so erhält man die in Abb. 8.4 dargestellten Zusammenhänge. Die Festigkeitsentwicklung der Versuche mit hoher und mittlerer Dehngeschwindigkeit fällt sehr gut zusammen und liegt nahezu auf einer Geraden. Die Festigkeitsentwicklung der langsamen Zugversuche zeigt dagegen nur dann eine mäßige Übereinstimmung zu der anderen Festigkeitsentwicklung, wenn das Betonalter bei Versuchsende für die Bestimmung des Hydratationsgrades angesetzt wird. Die Versuchsdauer beträgt ~ 60 h und übt damit einen entscheidenden Einfluß auf das anzunehmende wirksame Betonalter aus. Die lineare Regression der gemessenen Festigkeitswerte ergibt folgenden Ansatz für die mittlere Zugfestigkeit:

$$\beta_Z(m) = a + b m(\tau_w) \quad (8.11)$$

mit

$$a = - 0,79 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$b = 4,59 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$R^2 = 0,997$$

sie ist in Abb. 8.5 dargestellt.

Der Gültigkeitsbereich dieses Ansatzes wird mit

$$0,17 \leq m \leq 1,0$$

abgegrenzt.

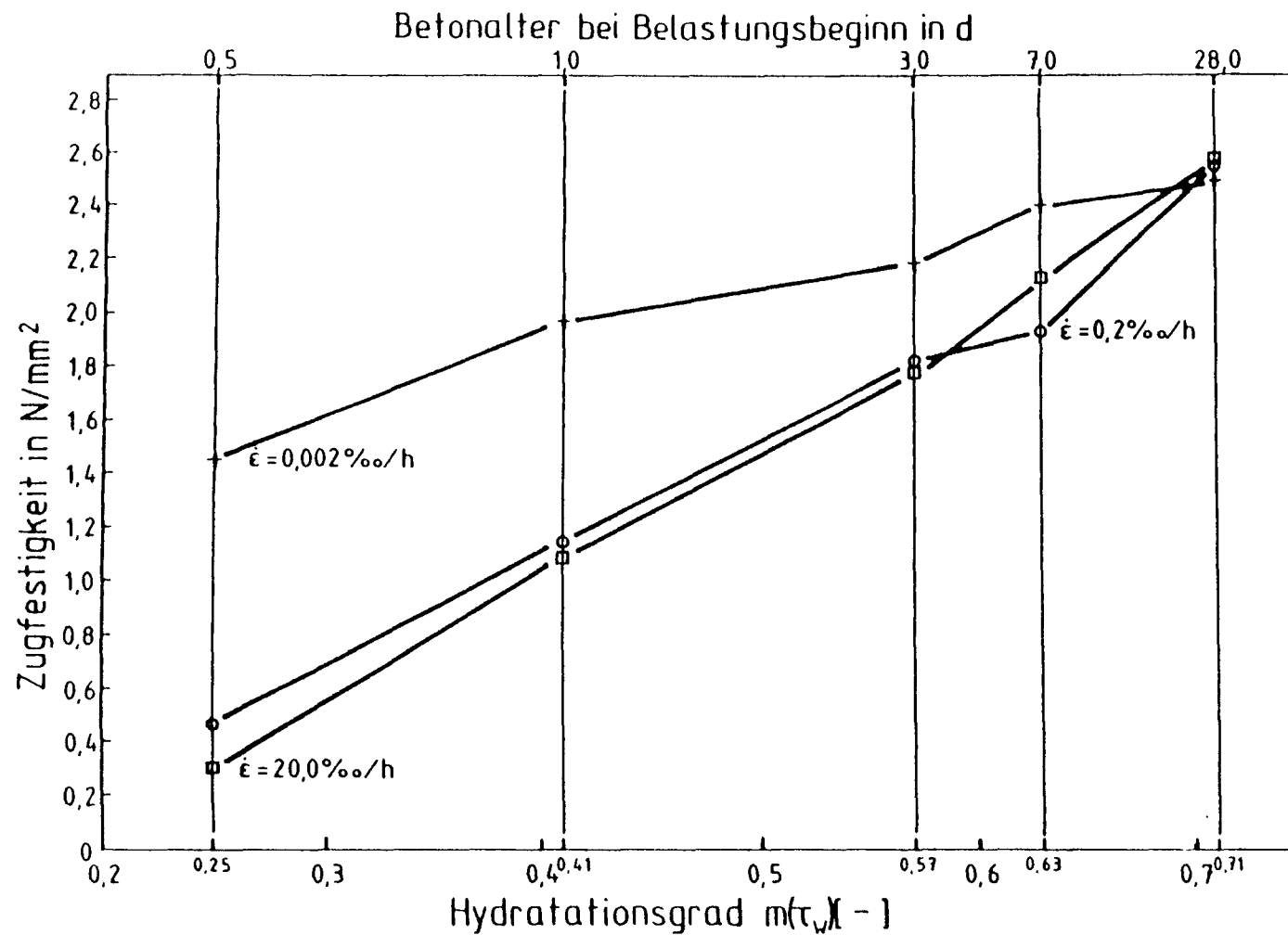


Abb. 8.4: Zusammenhang zwischen Betonzugfestigkeit, Betonalter und Hydratationsgrad für die Zugversuche Z

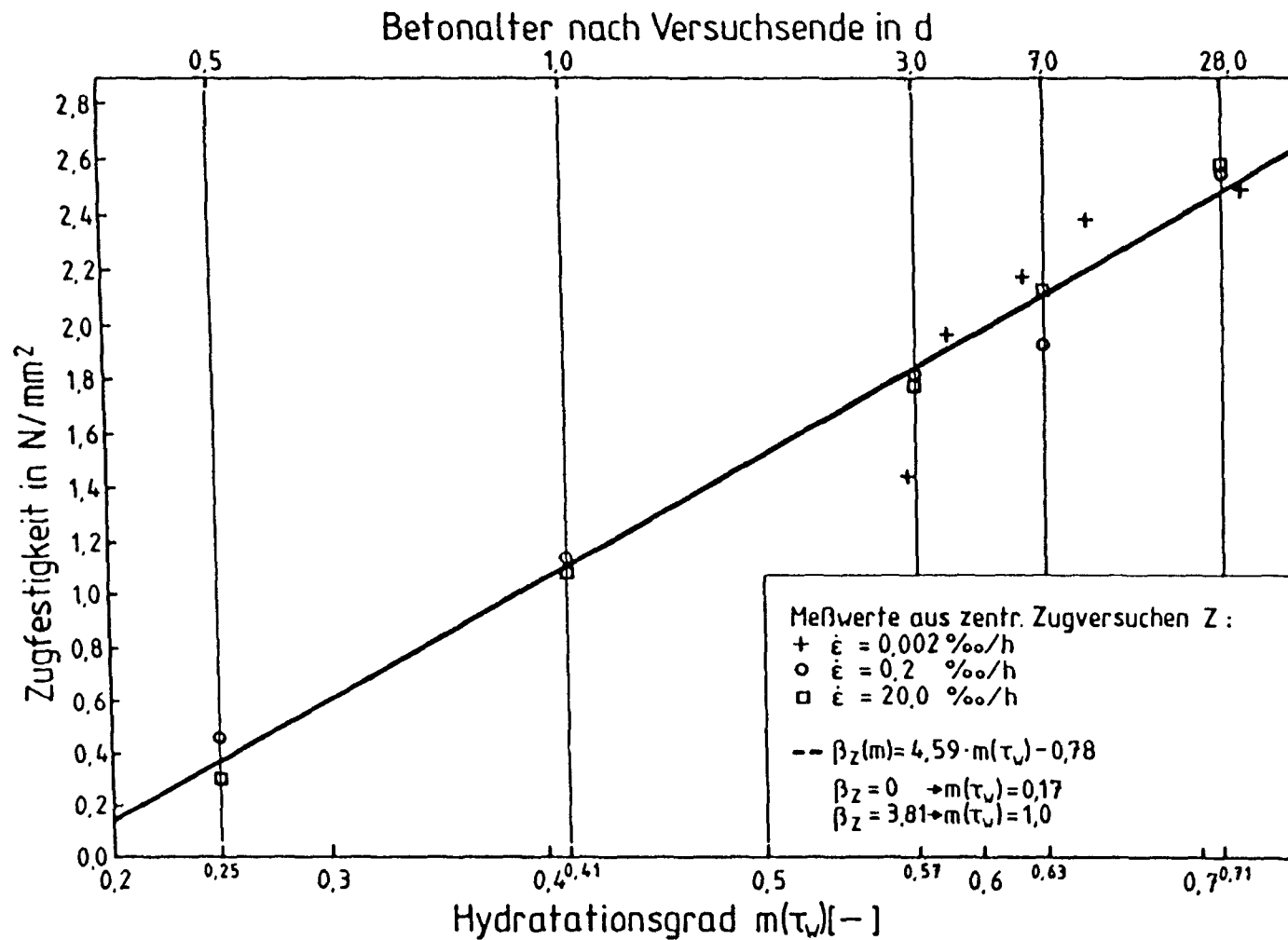


Abb. 8.5: Vergleich zwischen den Versuchswerten und den Rechenwerten der Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.2.1.2 Beschreibung der Zylinderdruckfestigkeit

Der Zusammenhang zwischen Druck- und Zugfestigkeit wird i.a. durch die Beziehung

$$\beta_Z = c \cdot \beta_W^{2/3} \quad (8.12)$$

beschrieben.

Mit der Umrechnung von der Würfeldruckfestigkeit auf die Zylinderdruckfestigkeit ergibt sich für die Zylinderschlankheit

$$h/d = 2,0$$

$$\beta_{CD} = 0,85 \cdot \beta_W$$

Überführt man diese Zusammenhänge in den Ansatz der Zugfestigkeitsentwicklung (Gl. 8.11) so ergibt sich:

$$\beta_C(m) = 0,85 \left\{ \frac{a + b \cdot m}{c} \right\}^{3/2} \quad (8.13)$$

Die Regression ergibt für den dimensionsbehafteten Umrechnungsfaktor $c = 0,225$. Der Vergleich in Abb. 8.6 mit der gemessenen Druckfestigkeit an Begleitzyindern, die die gleichen Erhärtingsbedingungen wie die zentrischen Zugversuche erfuhren, zeigt eine gute Übereinstimmung bei einem Betonalter von 0.5, 7 und 28 Tagen, überschätzt aber zwischen 1 und 3 Tagen die gemessene Festigkeit um maximal 16 %. Unter Berücksichtigung der einfachen Zusammenhänge und der vielen hier noch nicht berücksichtigten Unabwägbarkeiten kann dieser Ansatz akzeptiert werden.

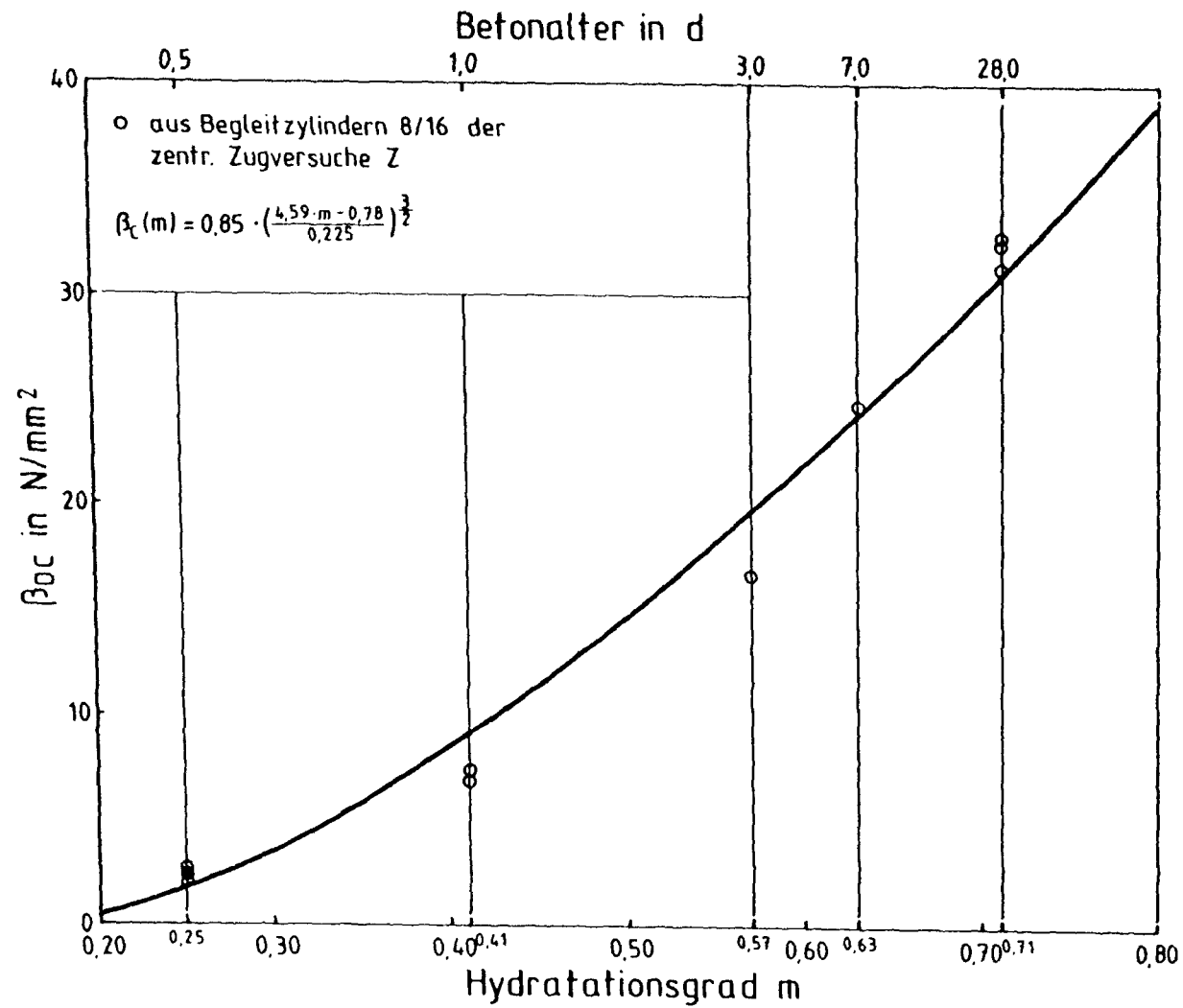


Abb. 8.6: Vergleich der gemessenen und rechnerischen Entwicklung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.2.1.3 Beschreibung des Zugelastizitätsmoduls

Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls wurde von einer Reihe von Autoren untersucht. Obwohl sehr unterschiedliche Meßmethoden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls eingesetzt wurden, kommen alle Autoren zu dem Schluß, daß zwischen der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls und der Festigkeit ein nichtlinearer Zusammenhang besteht. Byfors [25] ermittelte folgenden empirischen Ansatz für den Zusammenhang zwischen Festigkeit und Elastizitätsmodul.

$$E_Z = \frac{E_0 \cdot \beta^a}{1 + b \cdot \beta^c} \quad (8.14)$$

Überträgt man diesen Ansatz auf die lineare Zugfestigkeitsentwicklung über dem Hydratationsgrad (Gl. 8.11), so erhält man folgenden Zusammenhang für die Entwicklung des mittleren Zugelastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad:

$$E_{Z(m)} = \frac{E_{Z0} \cdot (4,59 \cdot m - 0,78)^a}{1 + b \cdot (4,59 \cdot m - 0,78)^c} \quad (8.15)$$

Nach Regression über alle Verformungskennwerte aus den zentrischen Zugversuchen ergaben sich folgende Koeffizienten für den in (Gl. 8.15) verwendeten Ansatz:

$$\begin{aligned} E_{Z0} &= 22,81 \text{ [kN/mm}^2\text{]} \\ a &= 0,66 \text{ [-]} \\ b &= 0,32 \text{ [-]} \\ c &= 0,53 \text{ [-]} \end{aligned}$$

In Abb. 8.7 wird der in (Gl. 8.15) verwendete Rechenansatz der gemessenen Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist gut.

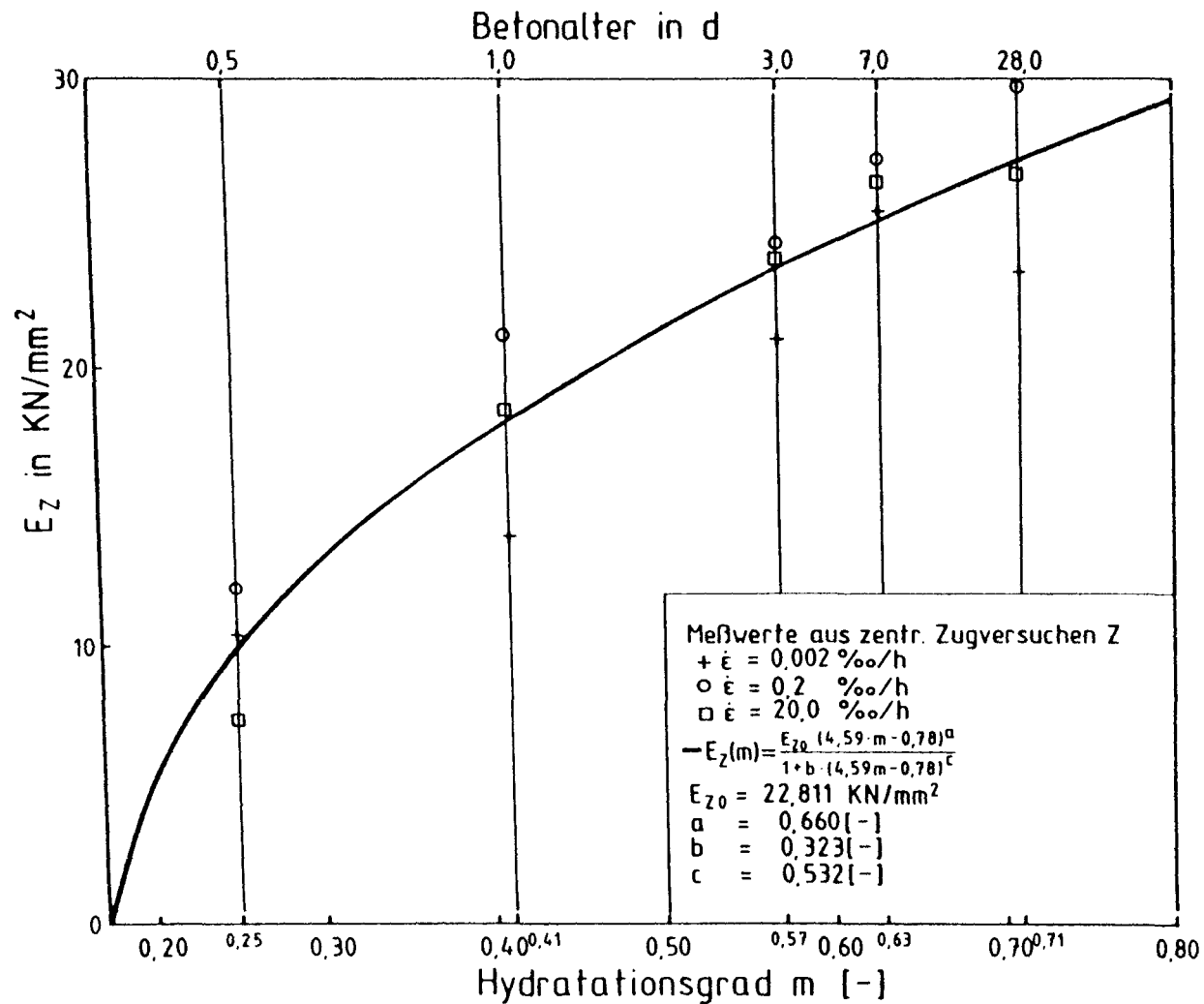


Abb. 8.7: Vergleich der gemessenen und rechnerischen Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.2.1.4 Vergleich der Ansätze

Die unterschiedliche Entwicklung von Zug-E-Modul, Zugfestigkeit und Druckfestigkeit wird besonders bei einem Vergleich der auf den Hydratationsgrad 1 bezogenen Größen in Abb. 8.8 deutlich. Der Zugelastizitätsmodul wächst besonders bei kleinem Hydratationsgrad überproportional zur Zugfestigkeit, während die Druckfestigkeit wesentlich langsamer als die Zugfestigkeit ansteigt.

8.3.1 Beschreibung des Kriechens

In einem festen Körper sind Bausteine durch Bindungskräfte in der Ruhelage festgehalten. Um sie daraus zu entfernen, muß mindestens die Aktivierungsenergie Q aufgebracht werden. In der klassischen Statistik wurde von Maxwell und Boltzmann begründet, daß in einem thermodynamischen System die Wahrscheinlichkeit P_i ein Teilchen im Energiezustand q_i zu finden durch folgenden Ausdruck gegeben ist:

$$P_i = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{q_i}{q_m}\right)} \quad (8.16)$$

q_m = mittl. Energie der Teilchen

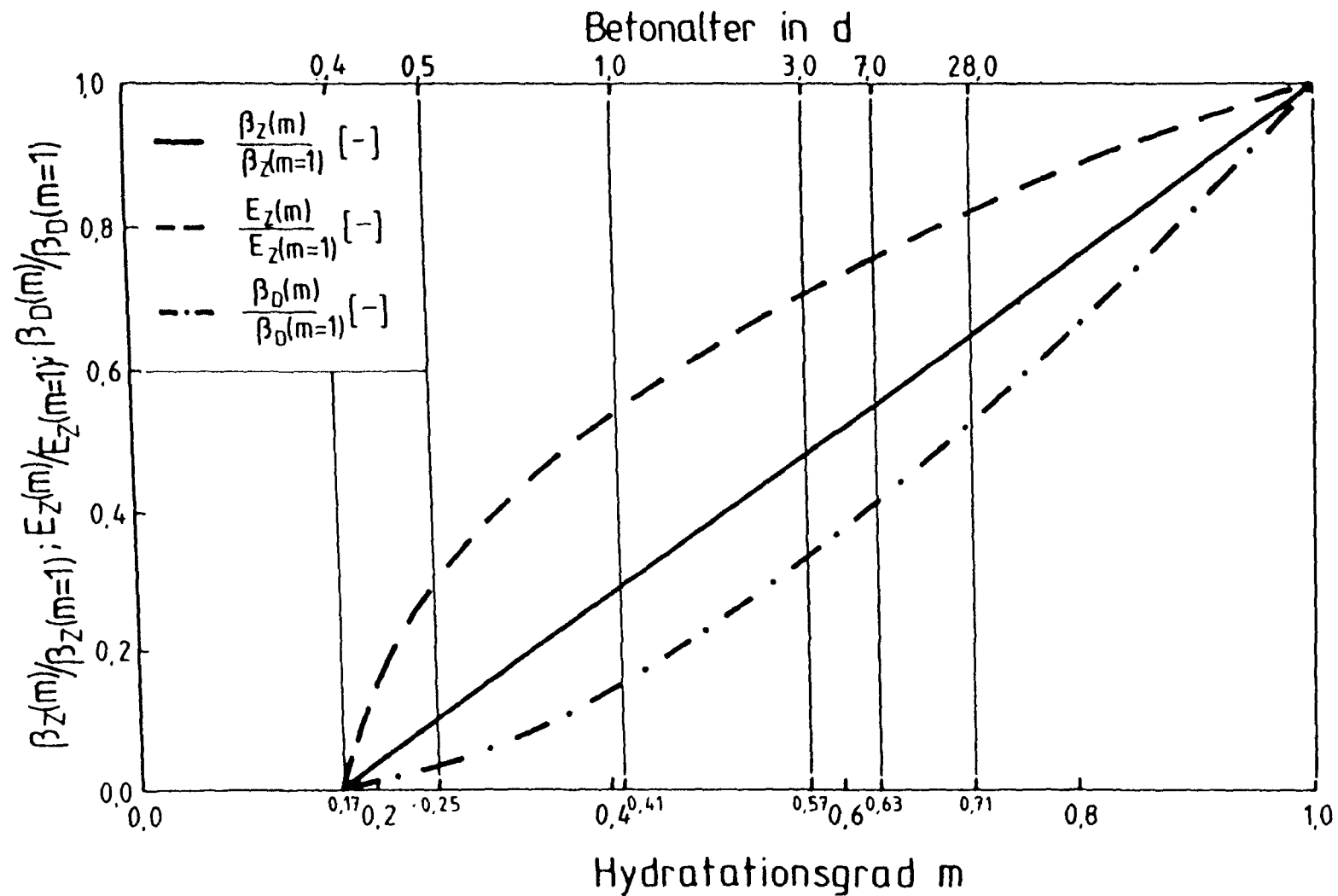


Abb. 8.8: Gegenüberstellung der bezogenen Zugfestigkeits-, Druckfestigkeits- und Zugelastizitätsmodulentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

Die Wahrscheinlichkeit P , daß ein Teilchen die thermische Energie $q \geq Q$ besitzt ist demnach entsprechend:

$$P = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{Q}{q_m}\right)} \quad (8.17)$$

Bei Anwesenheit einer äußeren Last setzt sich die Aktivierungsenergie Q aus thermischer Energie q und der Energie infolge äußerer Kraft q_k zusammen. In Richtung äußerer Kraft vermindert sich die notwendige thermische Energie um den Betrag q_k umgekehrt vergrößert sie sich um den gleichen Betrag.

Die Anzahl der Platzwechsel pro Zeiteinheit, also das Maß für die Aktivierungsgeschwindigkeit ist der Wahrscheinlichkeit P aus Gl. 8.16 proportional und kann somit für die beiden Richtungen zu

$$V_1 = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{Q - q_k}{q_m}\right)} \quad (8.18)$$

bzw.

$$V_2 = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{Q + q_k}{q_m}\right)} \quad (8.19)$$

ausgeschrieben werden. Die makroskopische Deformationsgeschwindigkeit v erhält man dann aus den Gl. 8.18 und 8.19 zu

$$V = V_1 - V_2 = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{Q}{q_m}\right)} \cdot \left(e^{\left(\frac{q_k}{q_m}\right)} - e^{-\left(\frac{q_k}{q_m}\right)} \right) \quad (8.20)$$

was sich zu

$$V = \text{const} \cdot e^{-\left(\frac{Q}{q_m}\right)} \cdot \sinh \left(\frac{q_k}{q_m}\right) \quad (8.21)$$

vereinfachen läßt. Da q_k der angelegten Spannung σ proportional ist, kann man Gl. 8.21 kürzer zu

$$V = a \cdot \sinh (b \cdot \sigma) \quad (8.22)$$

zusammenfassen.

Setzt man voraus, daß sich der Kriechvorgang aus molekularen Einzelprozessen zusammensetzt und bezieht die Aktivierungsenergie Q auf ein Mol, so wird aus Gl. 8.21

$$V = c \cdot e^{-\frac{Q(t)}{RT}} \cdot \sinh (b \cdot \sigma) \quad (8.23)$$

Bei komplizierten Werkstoffen wie Zementstein und Beton müssen wir damit rechnen, daß $Q(t)$ keinen diskreten Wert besitzt, sondern ein breit gestreutes Spektrum aufweist. Würde man die Verteilungsfunktion $f(Q)$ und auch die Zerfallsgeschwindigkeitskonstante $k(Q)$ kennen, so ließe sich die Zeitabhängigkeit der Kriechverformung direkt aus folgender Integralgleichung berechnen [40]:

$$\varepsilon(t) = A \int_0^{\infty} f(Q) \cdot (1 - e^{-k(Q)t}) \cdot dQ \quad (8.24)$$

Um Gl. 8.23 weiter auswerten zu können, nehmen wir im folgenden an, daß die Änderung der Aktivierungsenergie der Belastungsdauer umgekehrt proportional sei:

$$dQ = \frac{m}{t} \cdot dz \quad (8.25)$$

Integriert wird daraus

$$Q(t) = Q_0 + m \cdot \ln t \quad (8.26)$$

Setzt man Gl. 8.26 in Gl. 8.23 ein, so erhält man:

$$V = C \cdot e^{-\left(\frac{Q_0}{RT}\right)} \cdot e^{-m \cdot \ln t} \cdot \sinh(b \cdot \sigma) \quad (8.27)$$

oder, da wir uns hier zunächst nur für die Zeitabhängigkeit interessieren:

$$V = C' \cdot t^{-m} \cdot \sinh(b \cdot \sigma) \quad (8.28)$$

für die Kriechverformung als Funktion der Zeit wird daraus durch Integration (m ist immer kleiner als 1):

und mit

$$n = m + 1 \quad (8.29)$$

$$\varepsilon = at^n \cdot \sinh(b \cdot \sigma) \quad (8.30)$$

Damit haben wir die von Straub [38] und Shank [39] vorgeschlagene Potenzfunktion erhalten.

8.3.2 Einfluß des Belastungsalters

In Gl. 8.26 und Gl. 8.27 wurde gezeigt, daß sich die Aktivierungsenergie im Exponenten in einen zeitunabhängigen Anteil Q_0 und eine Zeitfunktion $m \cdot \ln t$ aufspalten läßt. Ausführlich geschrieben wird Gl. 8.30 damit:

$$\varepsilon_k = C_1 \cdot e^{-\left(\frac{Q_0}{RT}\right)} \cdot t^n \cdot \sinh(b \cdot \sigma) \quad (8.31)$$

Mit fortschreitendem Hydratationsgrad wächst aber Q_0 . Das bedeutet, daß der Parameter a aus Gl. 8.30 mit zunehmendem Belastungsalter abnehmen muß.

Da wir im Zugbereich weitgehend von linearelastischen Zusammenhängen ausgehen können, läßt sich in Gl. 8.30 $\sinh(b \cdot \sigma)$ durch den linearen Anteil $b \cdot \sigma$ ersetzen und kommen damit zu der Grundfunktion des Betonkriechens

$$\varepsilon = a_0 \cdot t^n \cdot \sigma \quad (8.32)$$

Die Parameter a_0 und n sind dann entsprechend dem Hydratationsgrad bzw. dem Betonalter anzupassen.

8.3.3 Analytische Beschreibung der Relaxation

Die Mechanismen der Kriechverformungen sind gleichzeitig die Ursache des Spannungsabfalles bei konstant gehaltener Verformung. Aus diesem Grunde ist es prinzipiell möglich, die Relaxation aus dem Kriechen zu berechnen. Wittmann [40] leitet den Zusammenhang wie folgt ab. Für die Zeitabhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit nimmt er ein Potenzgesetz an:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} = a \cdot b \cdot t^{(b-1)} \cdot \sigma \quad (8.33)$$

Voraussetzung für die Umwandlung ist die Zerlegbarkeit der Funktion in einen zeitabhängigen und einen spannungsabhängigen Teil.

$$\dot{\varepsilon} = F(t, \sigma) = F_1(t) \cdot F_2(\sigma) \quad (8.34)$$

entsprechend läßt sich dann auch die Funktion für die Kriechverformung zerlegen in

$$\varepsilon = \varepsilon(t, \sigma) = \varepsilon_1(t) \cdot \varepsilon_2(\sigma) \quad (8.35)$$

Im Falle eines Relaxationsversuches (mit $\dot{\varepsilon} = \text{const}$) führt der Kriechprozeß zur Spannungsabnahme. Die zeitunabhängige Gesamtverformung ist dann:

$$\varepsilon_{\text{ges}} = \text{const} = \varepsilon_e + \varepsilon_{\text{Kr}} \quad (8.36)$$

Bei linearelastischem Zusammenhang nimmt die äußere Spannung

$$\sigma = \varepsilon_{el} \cdot E \quad (8.37)$$

ab. Differenziert man Gl. 8.30 nach der Zeit, so erhält man

$$\frac{d \varepsilon_{el}}{dt} = - \frac{d \varepsilon_k}{dt} \quad (8.38)$$

Den linken Teil von Gl. 8.38 kann man mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes in

$$\frac{d \varepsilon_{el}}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d \sigma}{dt} \quad (8.39)$$

umschreiben. Der rechte Teil von Gl. 8.38 ist gerade die Kriechgeschwindigkeit aus Gl. 8.33 bzw. Gl. 8.34 und wird wie folgt ersetzt und man erhält damit den Spannungsabfall.

$$\frac{1}{E} \cdot \frac{d \sigma}{dt} = -V = -F_1(t) \cdot F_2(\sigma) \quad (8.40)$$

Trennt man die Variablen und integriert anschließend, so erhält man

$$\int \frac{d \sigma}{F_2(\sigma)} = -E \cdot \int F_1(t) \cdot dt = -E \cdot \varepsilon_1(t) + c \quad (8.41)$$

Setzt man $F_1(t)$ und $F_2(\sigma)$ aus dem in Gl. 8.34 gewählten Ausdruck in Gl. 8.41 ein, so führt die Lösung zu folgendem Zusammenhang.

$$\ln \sigma = -E \cdot at^b + c \quad (8.42)$$

Durch Einsetzen der Randbedingungen, daß zur Zeit $t = 0$ die Anfangsspannung σ_0 aufgebracht wird, erhält man

$$\psi = \frac{\sigma}{\sigma_0} = e^{-Eat^b} \quad (8.43)$$

mit dem Relaxationsendwert $= 0$.

Die zugehörige Kriechfunktion lautet dann

$$\varepsilon_k(t) = a \cdot t^b \cdot \sigma_0 \quad (8.44)$$

mit dem Kriechendwert $= \infty$

Die Kriechfunktion lautet mit

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon_k(t, t_0) \cdot \frac{E(t_0)}{\sigma_0} \quad (8.45)$$

dann

$$\varphi(t, t_0) = E(t) \cdot a \cdot t^b \quad (8.46)$$

8.3.4 Ansatz für die Zugrelaxation

Ausgangspunkt für die Relaxationsfunktion ist:

$$\psi = \frac{\sigma}{\sigma_0} = e^{-E_Z(t) \cdot a \cdot t^b} \quad (8.47)$$

Faßt man E und a zusammen in einem Parameter P_1 und ersetzt man b durch den Parameter P_2 , dann ergibt sich folgende Form der Relaxationsfunktion:

$$\psi = \frac{\sigma}{\sigma_0} = e^{-P_1 \cdot t^{P_2}} \quad (8.48)$$

Die Parameter P_1 und P_2 wurden durch Regression bestimmt. In Abb. 8.9 - 8.11 sind einige Ergebnisse der Regression den Messwerten gegenübergestellt. Die Meßwerte werden vom Rechenansatz gut beschrieben. Die vollständigen Ergebnisse der Regression sind im Anhang enthalten.

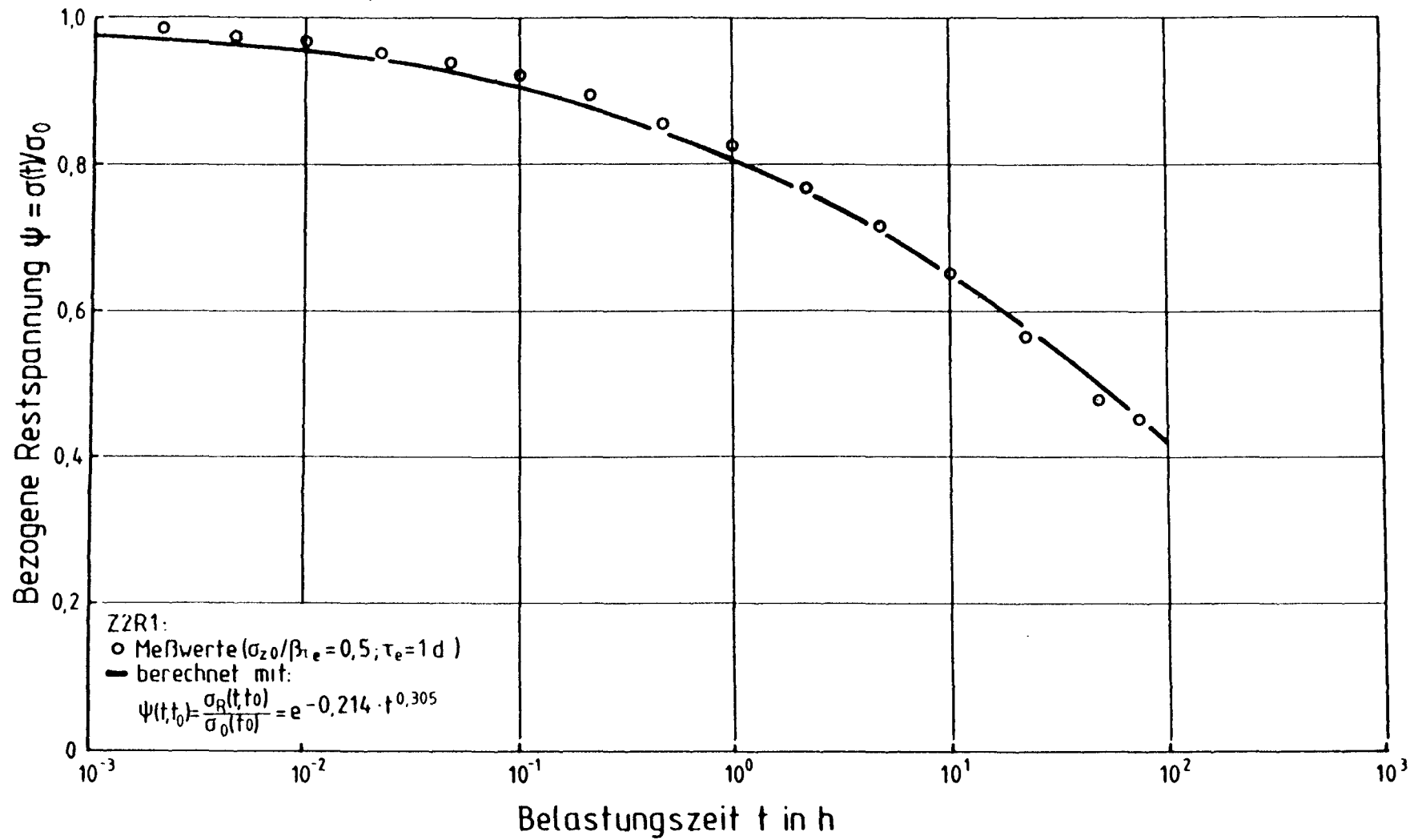


Abb. 8.9: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem Rechenansatz (Z2R1)

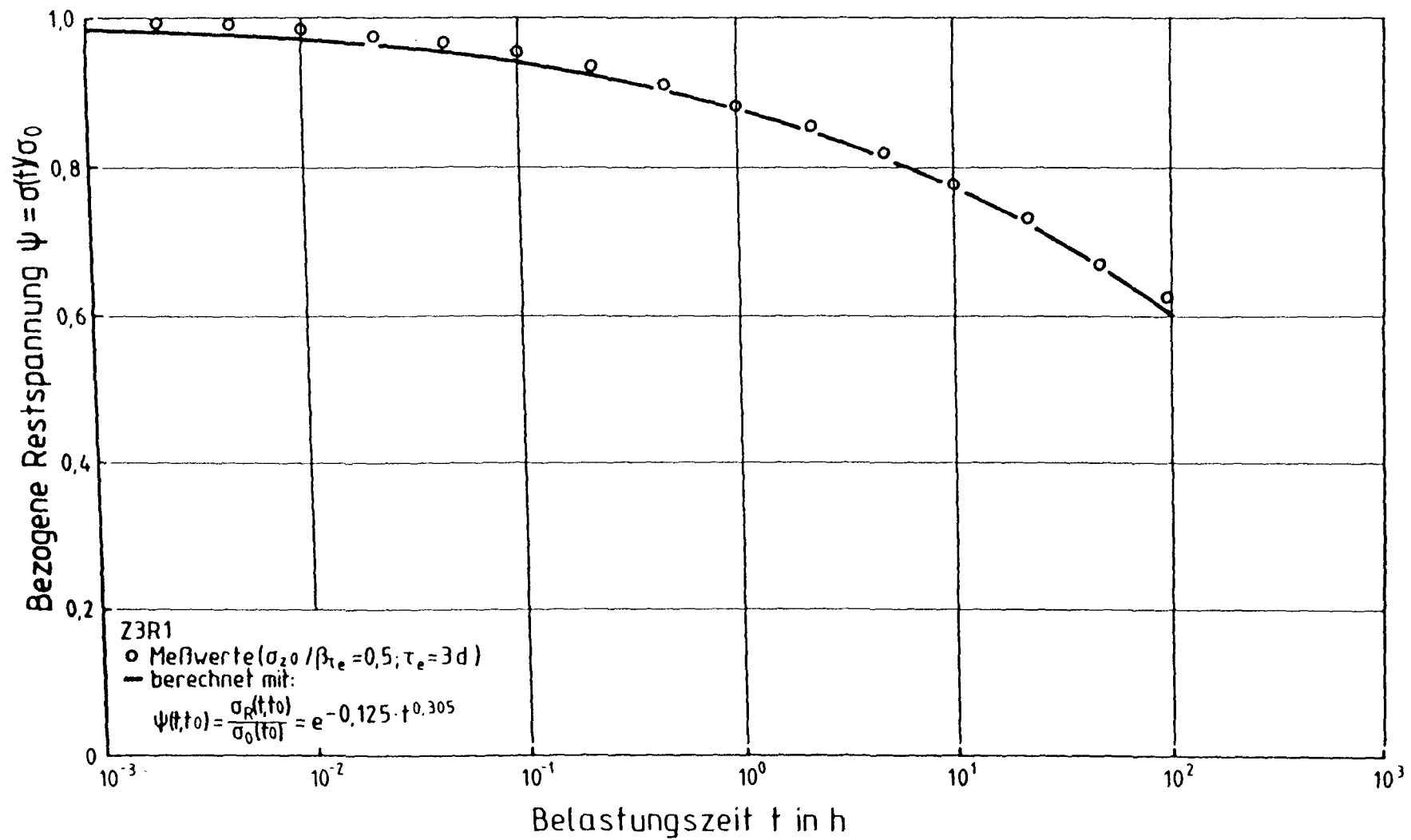


Abb. 8.10: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem Rechenansatz (Z3R1)

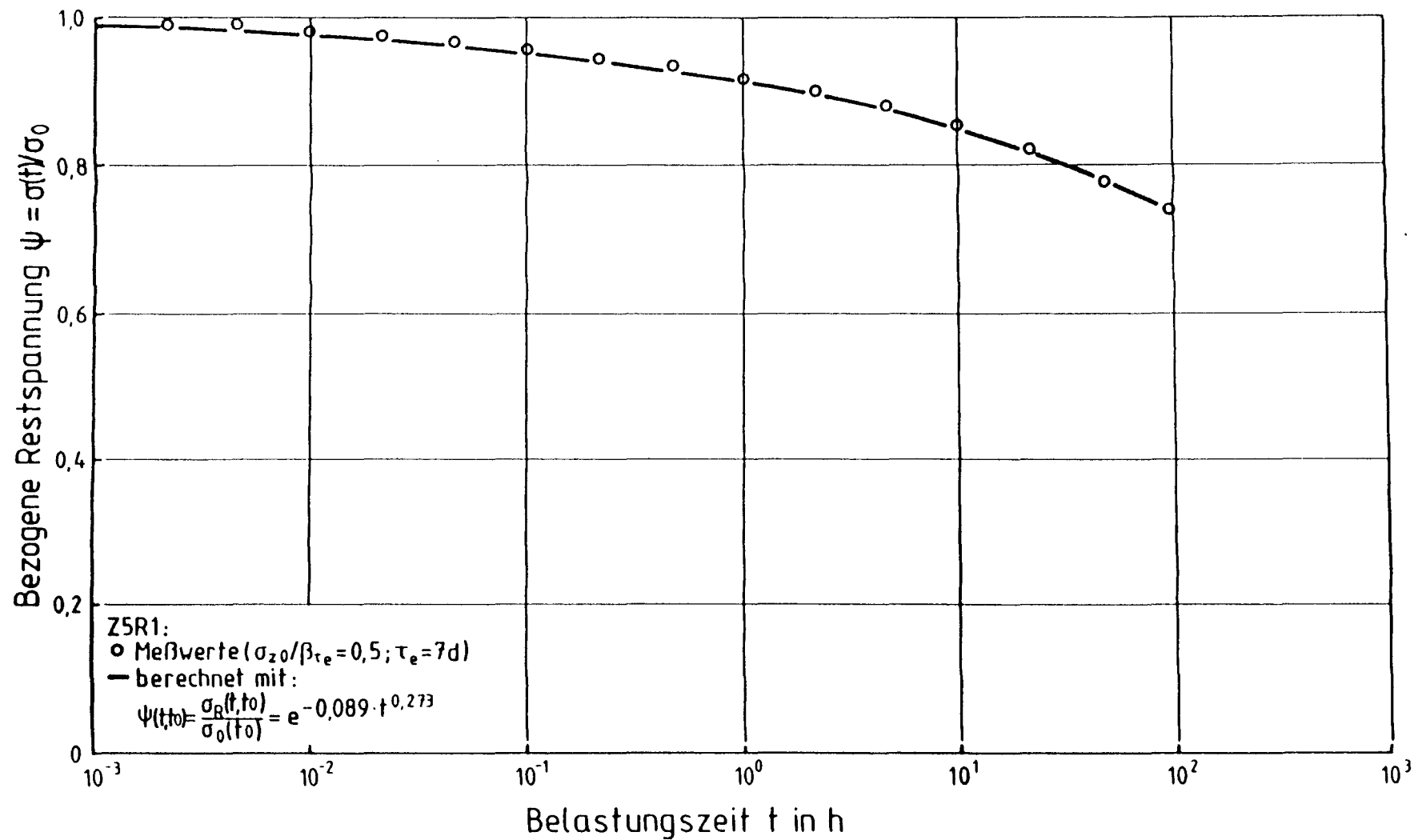


Abb. 8.11: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem Rechenansatz (Z5R1)

Trägt man nun die Parameter P_1 und P_2 über dem Betonalter auf, so ergeben sich die in Abb. 8.12 dargestellten Streubänder für P_1 bzw. P_2 . Die Parameterstudie, die auch Regressionsparameter für ältere Zugrelaxationsversuche von Rostásy und Alda [13] enthält, zeigt einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen Betonalter und Parameterwerten. Geht man davon aus, daß die Zugfestigkeitsentwicklung in einem linearen Zusammenhang mit dem Hydratationsgrad m steht, so bietet sich der in Abb. 8.13 aufgetragene Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad m und den Relaxationsparametern an. Das Streuband zeigt einen linearen Zusammenhang zwischen P_1 bzw. P_2 und dem Hydratationsgrad m :

$$P_1 = 0,34 - 0,37 \cdot m (\tau_w) \quad (8.49)$$

und

$$P_2 = 0,55 - 0,48 \cdot m (\tau_w) \quad (8.50)$$

Setzen wir für den Hydratationsgrad m die Extremwerte $m = 1$ bzw. $m = 0$ ein, so ergeben sich folgende Relaxationskoeffizienten ψ bei unendlicher Relaxationsdauer t :

$$m = 1 \rightarrow P_1 = -0,03; P_2 = 0,07$$

$$\psi_{(m=1; t \rightarrow \infty)} = e^{-0,03 \cdot \infty^{0,07}} \quad \psi_{(m=1; t \rightarrow \infty)} \rightarrow 1,0$$

$$m = 0 \rightarrow P_1 = 0,34; P_2 = 0,55$$

$$\psi_{(m=0; t \rightarrow \infty)} = e^{-0,34 \cdot \infty^{0,55}} \quad \psi_{(m=0; t \rightarrow \infty)} \rightarrow 0$$

In den Abb. 8.14 und 8.15 werden einige der gemessenen Relaxationskurven dem Relaxationsansatz gegenüber gestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und gerechneten Relaxationswerten. Es muß erwähnt werden, daß die bezogene Belastungshöhe auf die Zugrelaxation keinen feststellbaren Einfluß ausübt. Dies ist sicherlich im nahezu linearen Zusammenhang zwischen Zugspannung und Zugdehnung im aufsteigenden Ast der σ_Z - ε_Z -Linie begründet.

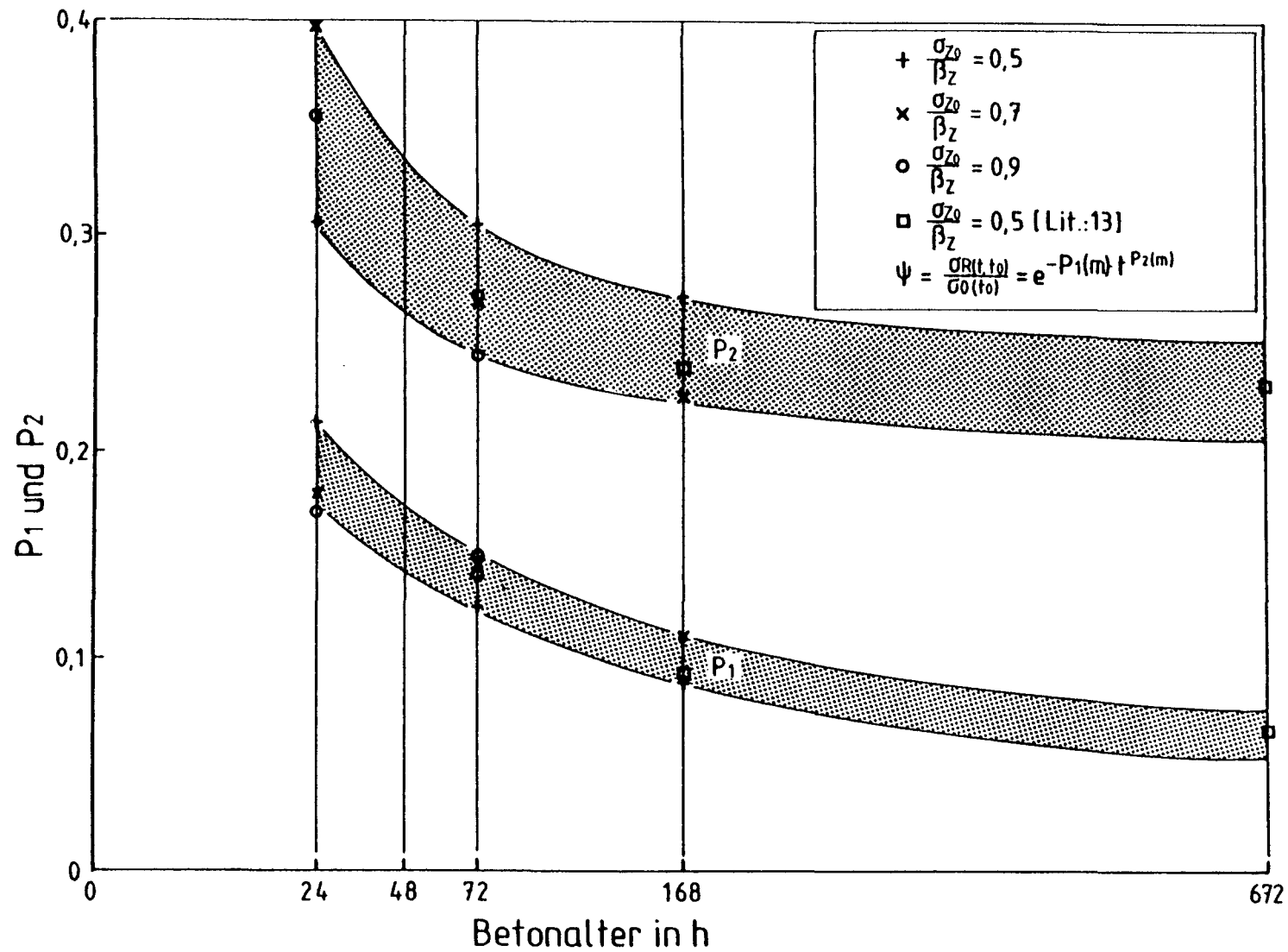


Abb. 8.12 Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Betonalter

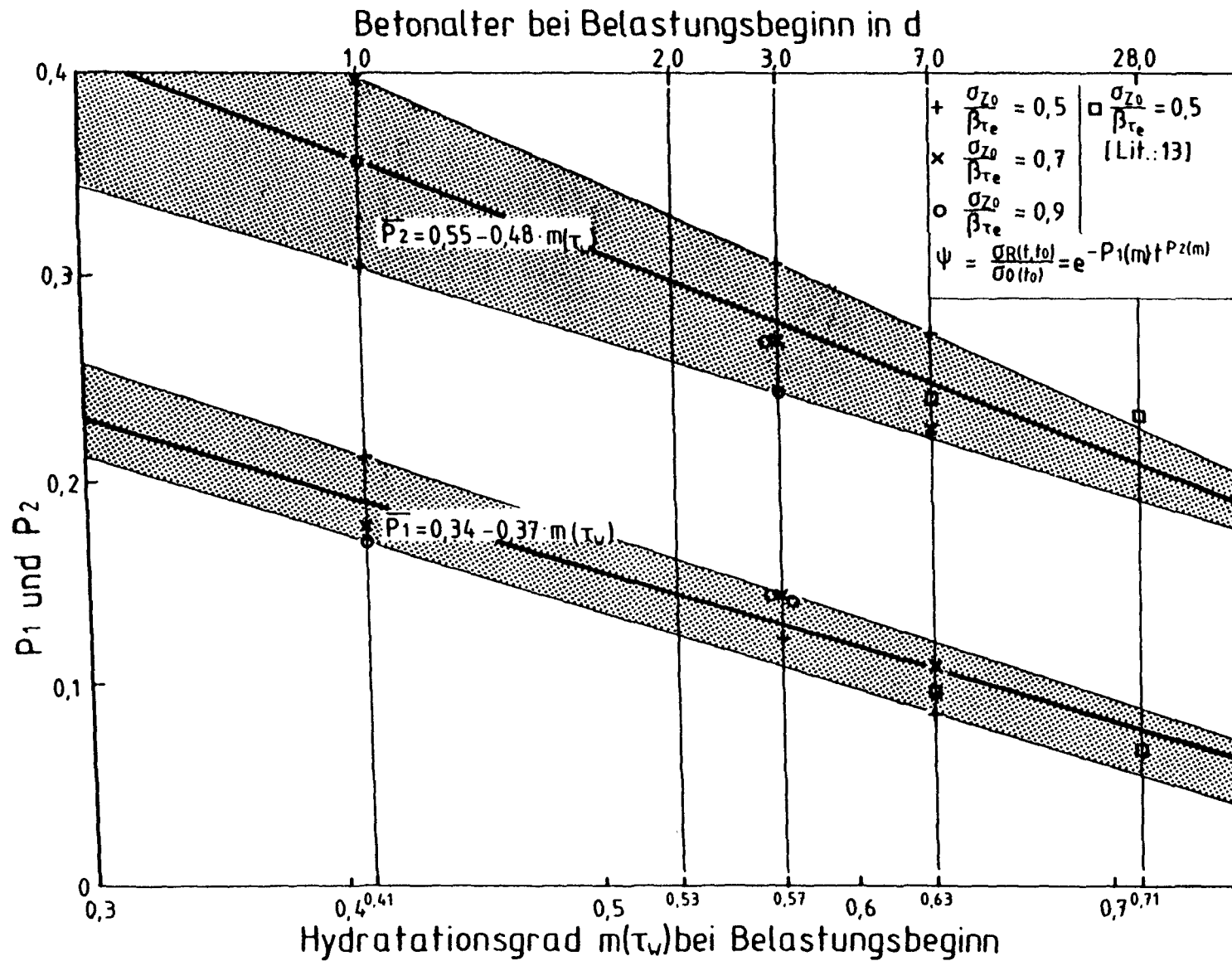


Abb. 8.13 Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Hydratationsgrad

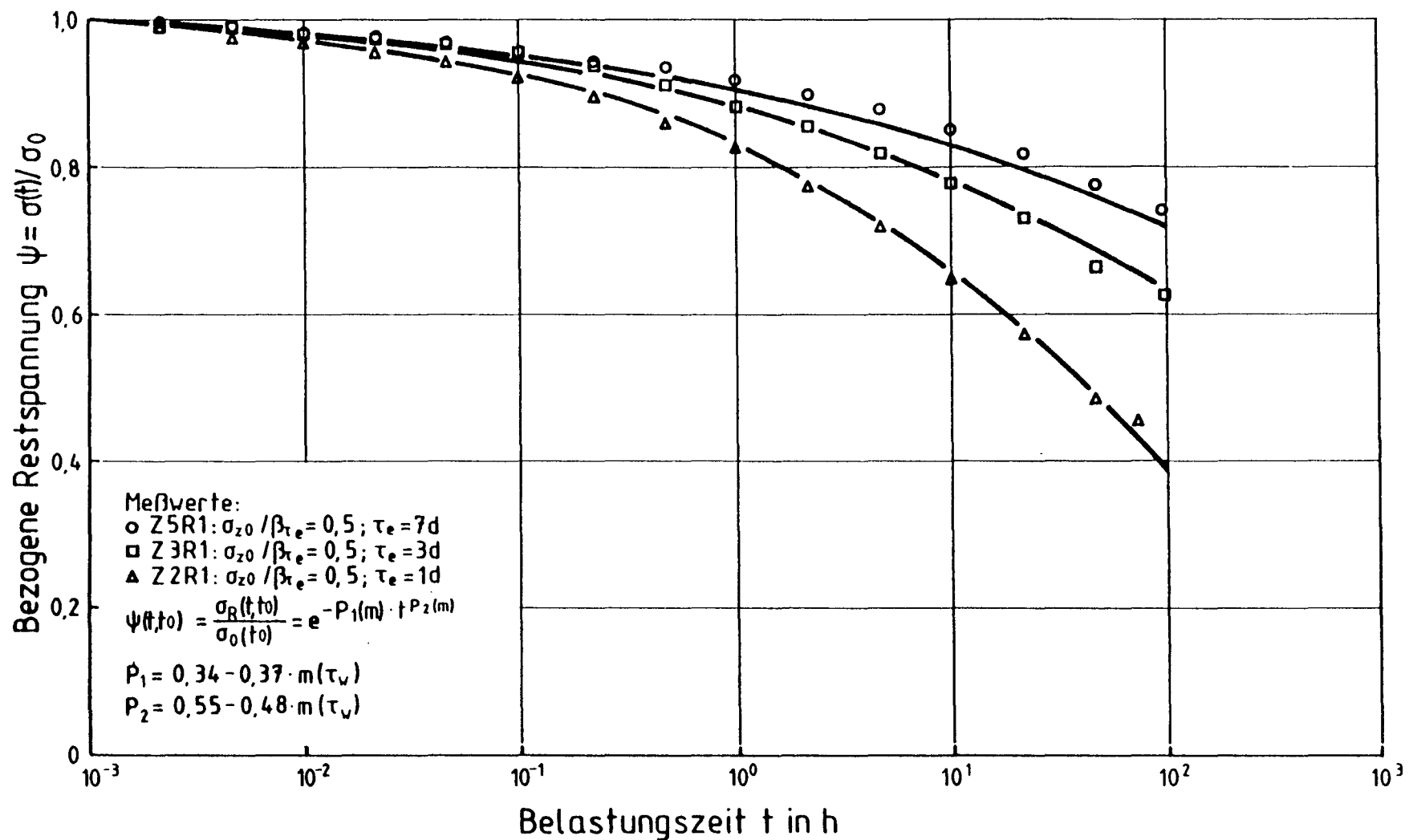


Abb. 8.14: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem hydrationsgradabhängigen Relaxationsgesetz (Belastungsgrad 0,5)

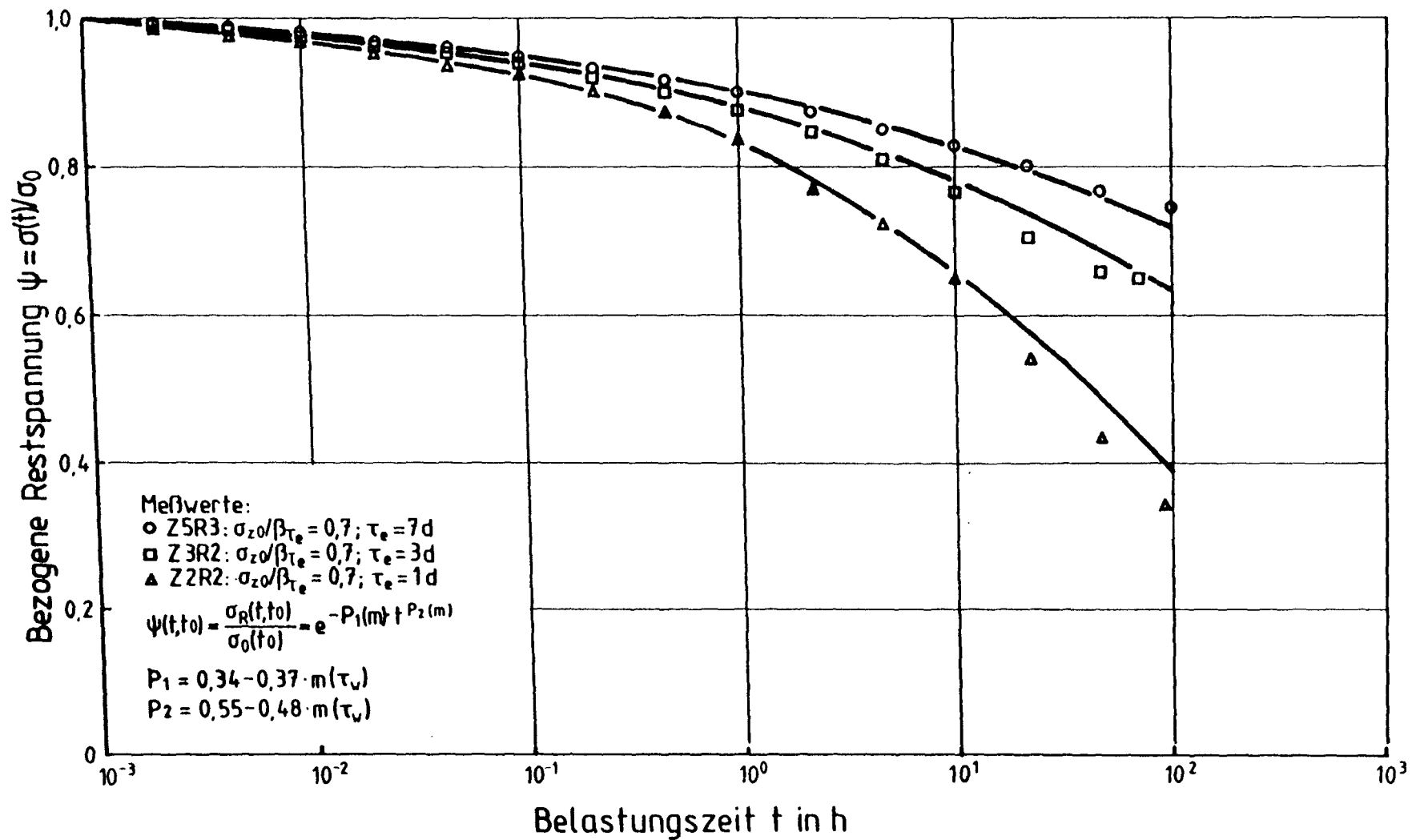


Abb. 8.15: Vergleich der gemessenen Zugrelaxation mit dem hydrationsgradabhängigen Relaxationsgesetz (Belastungsgrad 0,7)

8.4 Analytische Beschreibung der Kerbzugversuche ZK

8.4.1 Ansatz für die Zugspannungs-Verformungs-Beziehung

Eine Zugspannungsverformungsbeziehung muß einerseits möglichst allgemein-gültig und einfach zu handhaben sein, andererseits wird für die Anwendung für numerische Berechnung Stetigkeit verlangt.

Es empfiehlt sich, die Verformungskurve in zwei Bereiche zu teilen. Bereich 1 erstreckt sich bis zum Erreichen des Spannungsmaximums. Hier kann die Zugspannung als Funktion der Dehnung aufgefaßt werden, obwohl im oberen Drittel der Spannungsdehnungslinie auch schon örtlich unterschiedliche, irreversible plastische Verformungen auftreten. Bereich 2 erstreckt sich über das anschließende Nachbruchverhalten.

Für diesen abfallenden Ast wird die Zugspannung als Funktion der Rißöffnung w angegeben, die sich aus der Subtraktion der mittleren Gesamtverschiebung im Rißquerschnitt und der Verschiebung im ungerissenen Bereich ergibt. Ausgangspunkt für diese Überlegungen ist das von Hillerborg [34] als "Fictitious Crack Model" (FCM) entwickelte Modell, daß die Vorgänge im unmittelbaren Rißbereich wie folgt beschreibt.

Für das Versagen eines Betonquerschnitts unter Zugbeanspruchung ist die Bildung von Mikrorissen verantwortlich. Beobachtungen im Experiment belegen, daß selbst dann, wenn durch das Zusammenwachsen von Mikrorissen ein mit bloßem Auge sichtbarer Trennriß entstanden ist, der Beton noch über ein durchaus beachtenswertes Resttragvermögen verfügen kann.

Die Vorgänge, welche die Entstehung eines Risses sowie dessen Fortpflanzung über den Querschnitt bedingen, sind für den Werkstoff Beton nicht eindeutig lokal zu fixieren. Zur Verdeutlichung der Situation in diesem Bereich möge die Abb. 8.16 dienen. Auf der einen Seite wird die Rißprozeßzone durch die Lage der im Rißquerschnitt maximalen auf dem Niveau der Betonzugfestigkeit liegenden Zugspannung begrenzt. Der Punkt, an dem die übertragbare Spannung gegen Null geht, der also die absolute Werkstofftrennung markiert und somit am ehesten mit der Bezeichnung Rißspitze im herkömmlichen Sinne korrespon-

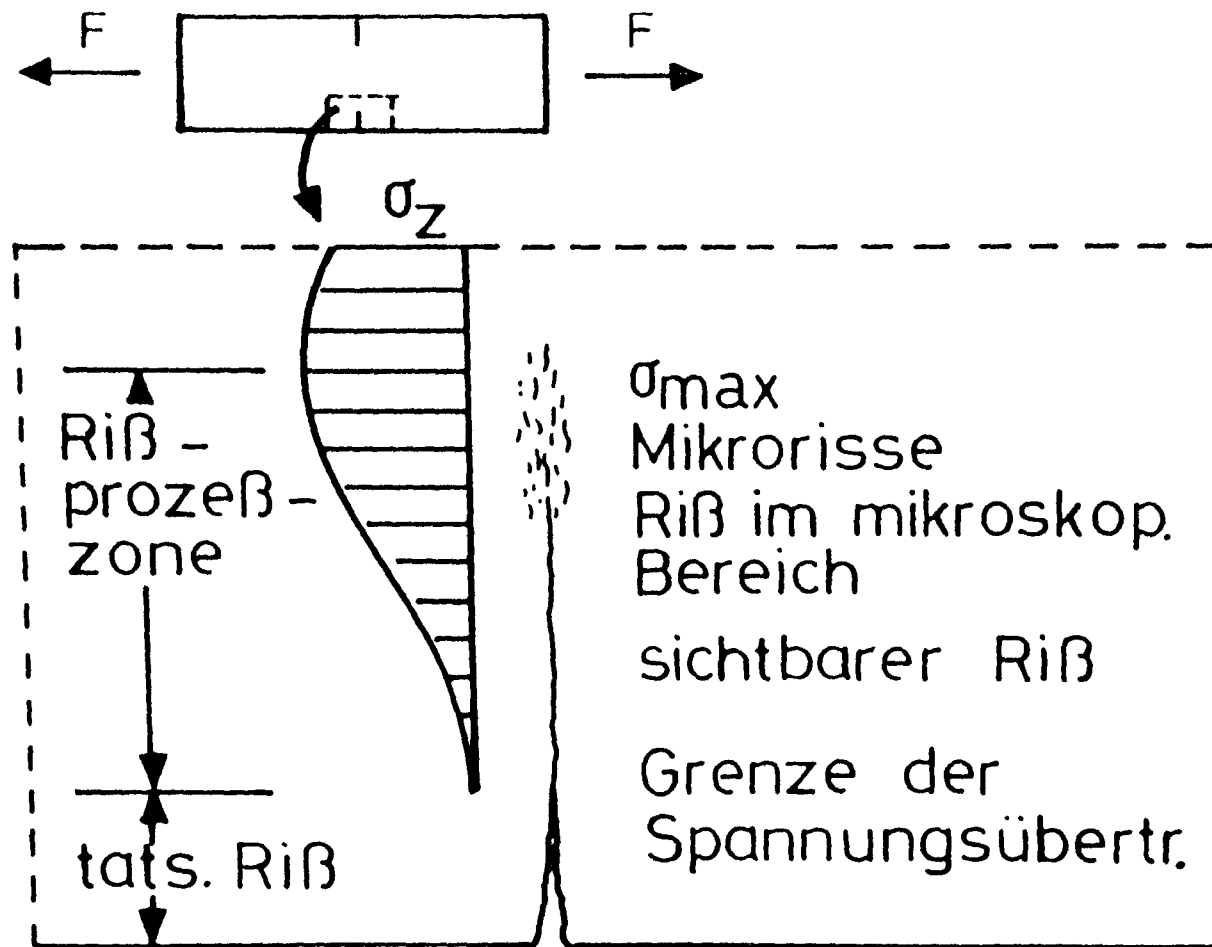


Abb. 8.16: Ausdehnung der Rißprozeßzone und angenommene Spannungsverteilung

diert, kann als Grenze der bisher noch unerforschten Rißprozeßzone aufgefaßt werden.

Der Verlauf des aufsteigenden Astes der σ - ϵ -Linie läßt sich mit der von Shah und Gopalaratnam [30] ermittelten Funktion wie folgt beschreiben

$$\sigma = \sigma_p \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right)^B \right] \quad (8.51)$$

B stellt hierin das Verhältnis des Sekantenmoduls zwischen 0 und 50 % bzw. 0 und 100 % des Zugspannungsmaximums σ_p dar und kann wie folgt geschrieben werden:

$$B = E_Z(0,5 \sigma_p) \cdot \frac{\epsilon_p}{\sigma_p} \quad (8.52)$$

B gibt damit Aufschluß über den Grad der Abweichung von dem linear-elastischen Verhalten.

Der um den elastisch-plastischen Dehnungsverlauf des ungeschädigten Bereiches reduzierte abfallende Ast, also die Rißöffnung w , läßt sich am besten mit folgender Funktion

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{a \cdot \left(\frac{w}{\delta_p} + 1 \right)}{a - 1 + \left(\frac{w}{\delta_p} + 1 \right)^a} \quad (8.53)$$

beschreiben,

darin bedeuten:

w = Rißöffnung [mm]

δ_p = Verformung [mm] bis zum Spannungsmaximum σ_p

a = Steuerparameter [-]

Dieser Ansatz hat sich nach vorherigen Untersuchungen der bisher bekannten Ansätze von Reinhard [31], Shah [30], Eligehausen [32] usw. als derjenige mit den geringsten Abweichungen von den Messwerten herauskristallisiert. Er beruht im Ursprung auf dem Ansatz von Popovics [33] für eine vollständige Spannungsdehnungslinie und wurde für Rißöffnungsbeziehungen modifiziert.

Zur Charakterisierung des Spannungs-Riðöffnungsverlaufes wird häufig zusätzlich das Integral der σ - w -Kurve, d.h. die Fläche unter der Spannungs-Riðaufweitungsbeziehung ermittelt. Dieses Integral repräsentiert die Energie, die notwendig ist, um eine Einheitsfläche eines spannungslosen Risses zu bilden. Die Fläche unter der σ - w -Kurve wird daher als Bruchenergie G_F [N/mm²] bezeichnet und läßt sich wie folgt berechnen.

$$G_F = \int_0^{\infty} \sigma(w) dw \quad (8.54)$$

Die Bruchenergie G_F läßt sich jedoch meßtechnisch im zentrischen Zugversuch nur sehr ungenau erfassen, da die im Versuch erforderliche Empfindlichkeit des Dehnungsmeßsystems den maximalen Meßbereich wesentlich einschränkt und damit im dehnungsgeregelten Versuch die spannungslose Werkstofftrennung in der Regel nicht erreicht wird. Es erscheint deshalb wenig sinnvoll, die Bruchenergie für eine Maximalverformung δ_{\max} zu definieren. Stattdessen wird die Bruchenergie G_p als Funktion der Riðöffnung aufgefaßt und somit die Entwicklung der Bruchenergie als Funktion der Riðöffnung aufgetragen.

8.4.2 Bestimmung der Parameter der Riðöffnungsfunktion

Die experimentell ermittelten Spannungs-Verformungsmessungen wurden in die Anteile Prozeßzonenverformung, also Riðöffnung, und Gleichmaßverformung des ungeschädigten Bereiches entkoppelt, um dann die in Abschnitt 8.4.1 vorgeschlagene Riðöffnungsfunktion anzupassen. Auf dieser Grundlage ergaben sich dann durch nichtlineare Regressionen die in Tab. 8.1 zusammengestellten Regressionsergebnisse. In Abb. 8.17 und 8.18 sind beispielhaft die Regressionskurven den gemessenen Riðöffnungen gegenübergestellt. Die in Gl. 8.53 vorgeschlagene Funktionsform stimmt in weiten Bereichen mit den Meßwerten überein. Die Abweichungen ergeben sich überwiegend im Anfangsbereich der Riðöffnung ($w \leq 0,02$ mm) und fallen mit der Unstetigkeit der Meßkurve zu-

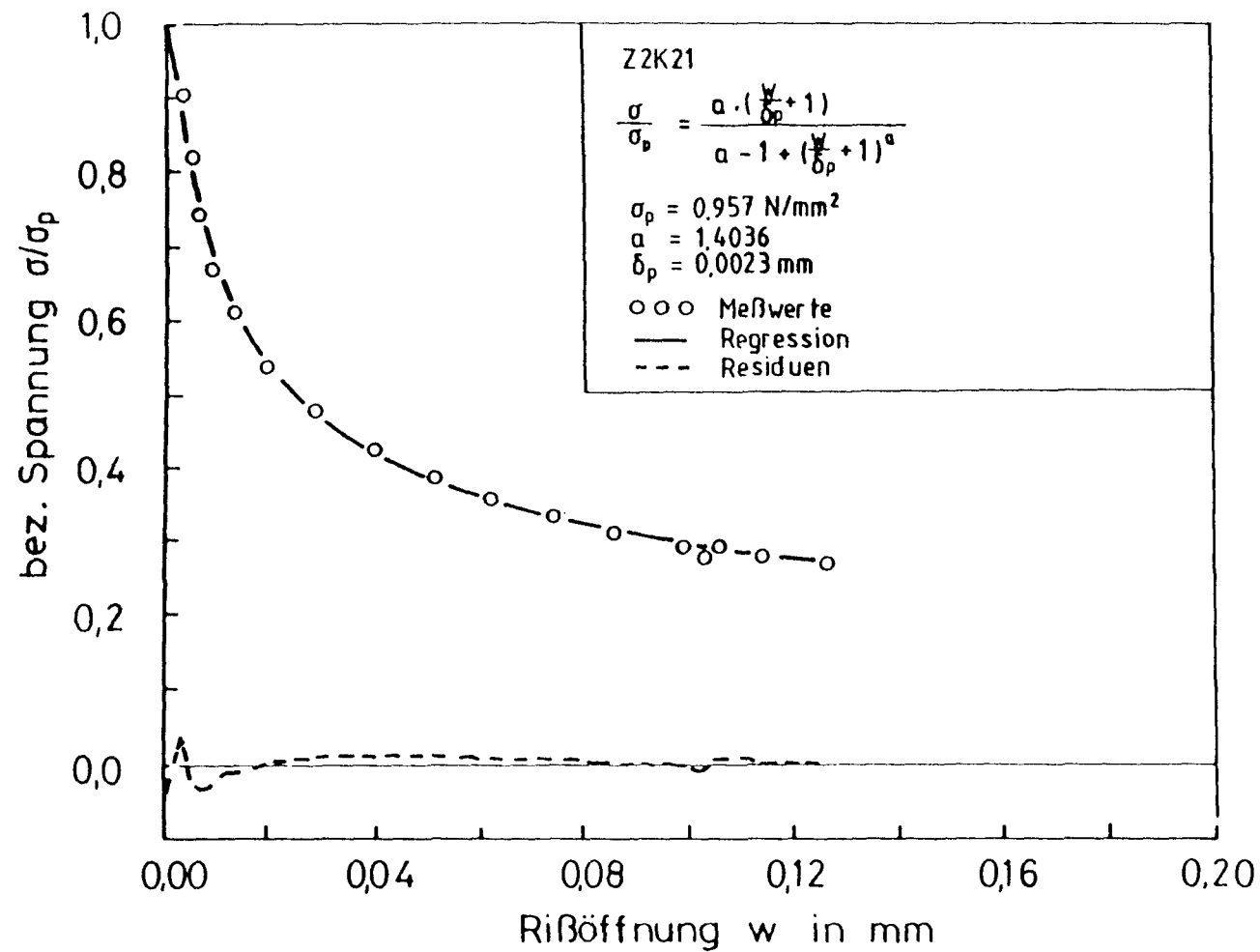


Abb. 8.17: Rißöffnungsfunktion für Z2K21 und Meßwerte, Betonalter 24 h, Verformungsgeschwindigkeit 0,006 mm/h

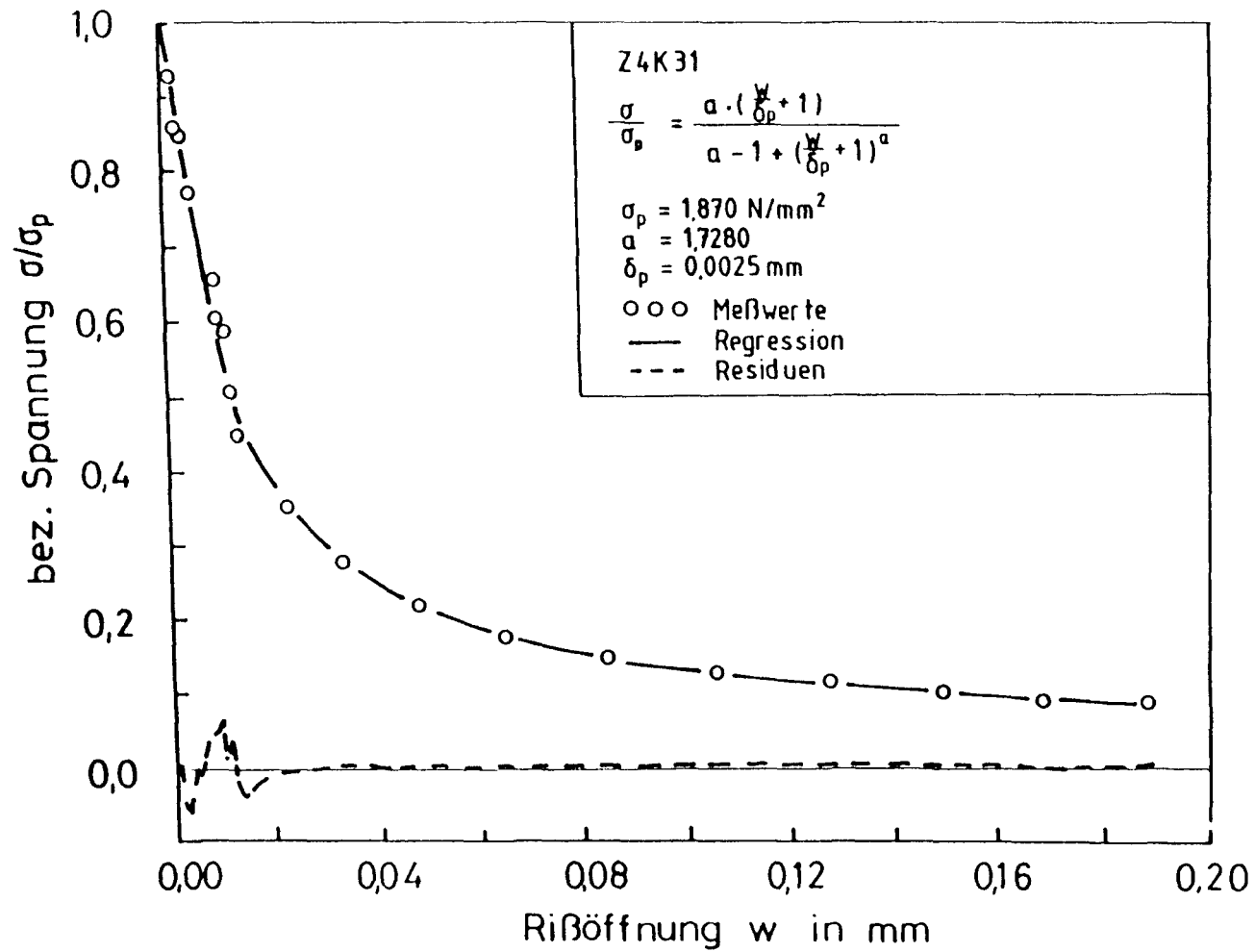


Abb. 8.18: Rißöffnungsfunktion für Z4K31 und Meßwerte, Betonalter 168 h, Verformungsgeschwindigkeit 0,06 mm/h

sammen, die ja im wesentlichen in einseitiger Rißöffnung also Biegeeffekten begründet ist (siehe hierzu auch Abschnitt 7.5.4).

Der Koeffizient a der Rißöffnungsfunktion beeinflusst im wesentlichen den Kurvenverlauf und wird deshalb weiter analysiert.

Ausgehend von dem linearen Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Hydratationsgrad wird auch bei der Rißöffnungsfunktion für die beiden geprüften Altersstufen 1 und 7 Tage entsprechend ein linearer Zusammenhang zwischen dem Parameter a und dem Hydratationsgrad m angenommen. Der Geschwindigkeitseinfluß wird wegen der kleinen Variation (1:10) ebenfalls als linear angenommen.

Versuchs- bezeich- nung	δ_p [mm]	a [-]	Bestimmt- heitsmaß R^2	Hydratations- grad m [-]	Verformungs- geschwindig- keit V [mm/h]
Z2K21	0,0023	1,4036	0,999	0,41	0,006
Z2K22	0,0022	1,4271	0,998	0,41	0,006
Z2K31	0,0020	1,5703	0,994	0,41	0,060
Z2K32	0,0020	1,6635	0,988	0,41	0,060
Z4K21	0,0034	1,6424	0,993	0,63	0,006
Z4K22	0,0026	1,5582	0,998	0,63	0,006
Z4K23	0,0020	1,6357	0,999	0,63	0,006
Z4K31	0,0025	1,7280	0,998	0,63	0,060
Z4K32	0,0045	1,7620	0,998	0,63	0,060
Z4K33	0,0025	1,5370	0,985	0,63	0,060

Tabelle 8.1 Regressionsparameter der Rißöffnungsfunktion für die Kerbzugversuche ZK bei unterschiedlichem Hydratationsgrad und unterschiedlicher Verformungsgeschwindigkeit

Aus diesen Annahmen ergeben sich dann die in Abb. 8.19 dargestellte Abhängigkeit des Parameters a von der Verformungsgeschwindigkeit v und dem Hydratationsgrad m . Der Parameter läßt sich rechnerisch durch die Hyperboloidfunktion

$$a = (2,707 \cdot m^2 + 126,964 \cdot v^2 + 1,503)^{0,5} \quad (8.55)$$

ausdrücken. Die Gültigkeitsbereiche werden mit

$$0,25 \leq m \leq 0,71 \quad [-]$$

und

$$0,003 \leq v \leq 0,06 \quad [\text{mm/h}]$$

eingegrenzt.

In Abb. 8.20 bis 8.23 sind die Einflüsse aus Verformungsgeschwindigkeit v und Hydratationsgrad m nochmals einzeln graphisch dargestellt. Die Rißöffnungsfunktion ändert sich erwartungsgemäß bei geringem Hydratationsgrad m und bei langsamer Verformungsgeschwindigkeit wesentlich mehr. In diesen Beispielen wird nochmals deutlich, daß bei einer Rißöffnung von $w = 0,2 \text{ mm}$ noch erhebliche Spannungen in Größenordnungen zwischen 7 und 35 % der Zugfestigkeit übertragen werden können.

8.4.3 Ermittlung der Bruchenergie G_F und der Rißöffnungsfunktion

Die Bruchenergie G_F wurde nach dem zuvor beschriebenen Fictitious Crack Model von Hillerborg [34], Gl. 8.54, berechnet. Die Integrationsgrenze wurde entsprechend den verfügbaren Meßwerten bzw. bei der Rißöffnungsfunktion, Gl. 8.53, zu $w = 0,2 \text{ mm}$ festgelegt. In Abb. 8.24 und 8.25 sind die aus Meßwerten ermittelten G_F -Werte jenen aus der Rißöffnungsfunktion errechneten Werten gegenübergestellt. Das Spannungsmaximum σ_p wurde dabei jeweils dem Versuch bzw. dem Mittel der Versuchsserie entnommen. Wie aus den Abbildungen ersichtlich wird, stellt sich kein Bruchenergiemaximum ein. Der Ver

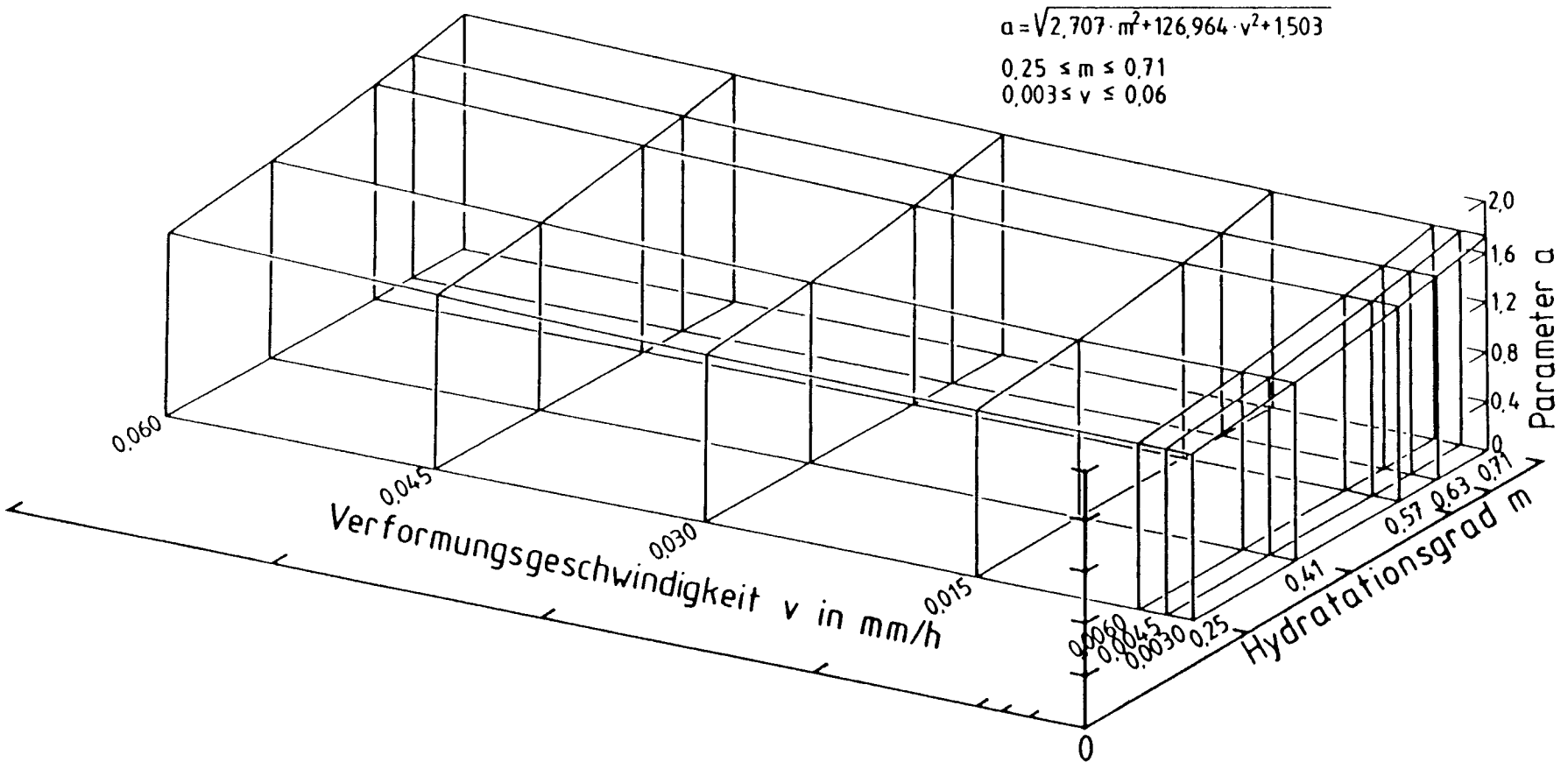


Abb. 8.19: Parameter α der Rißöffnungsfunktion in Abhängigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit und dem Hydratationsgrad

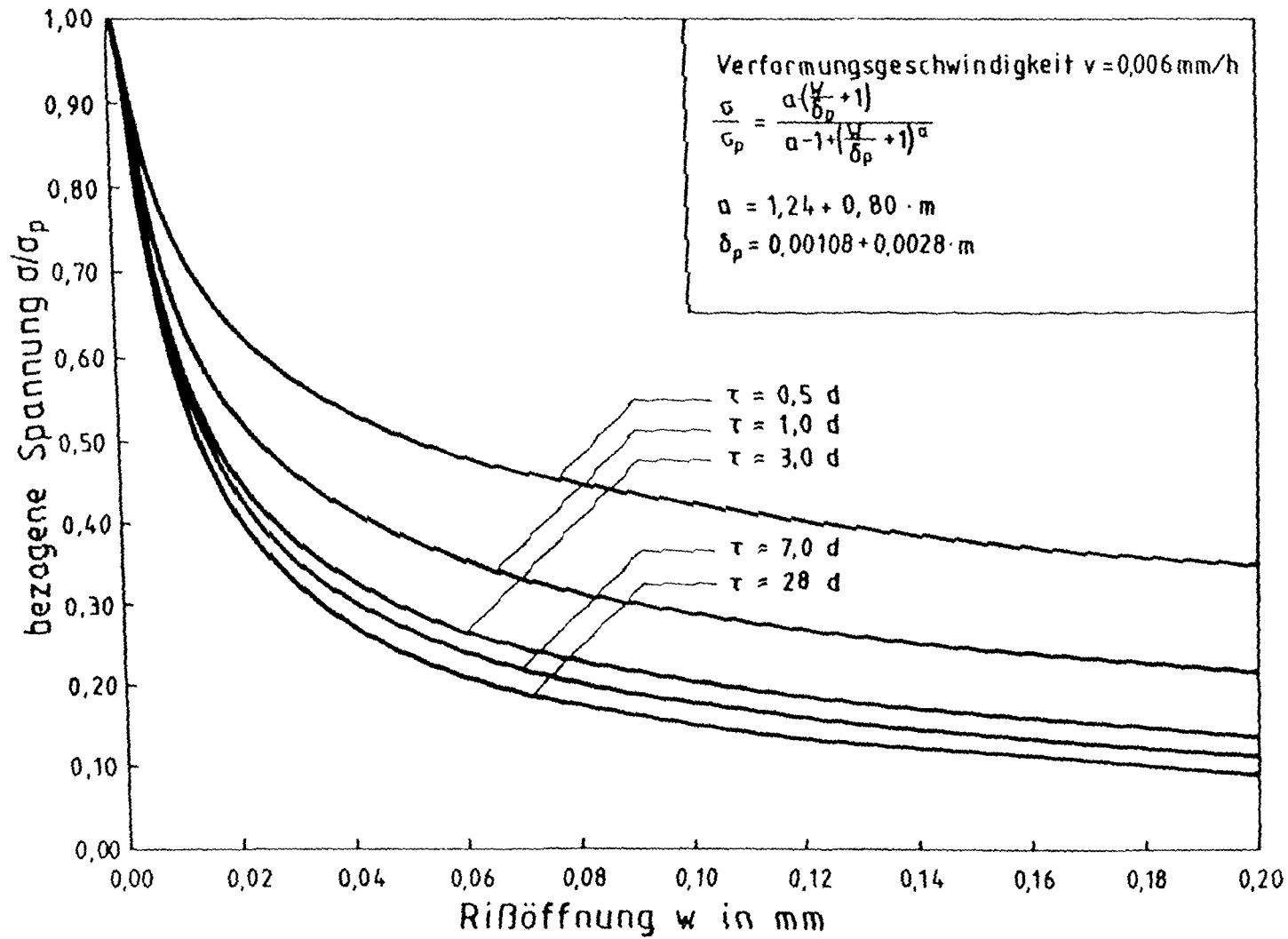


Abb. B.20: Rißöffnungsfunktion für verschiedene Verformungsgeschwindigkeiten bei einem Hydratationsgrad $m = 0,41$

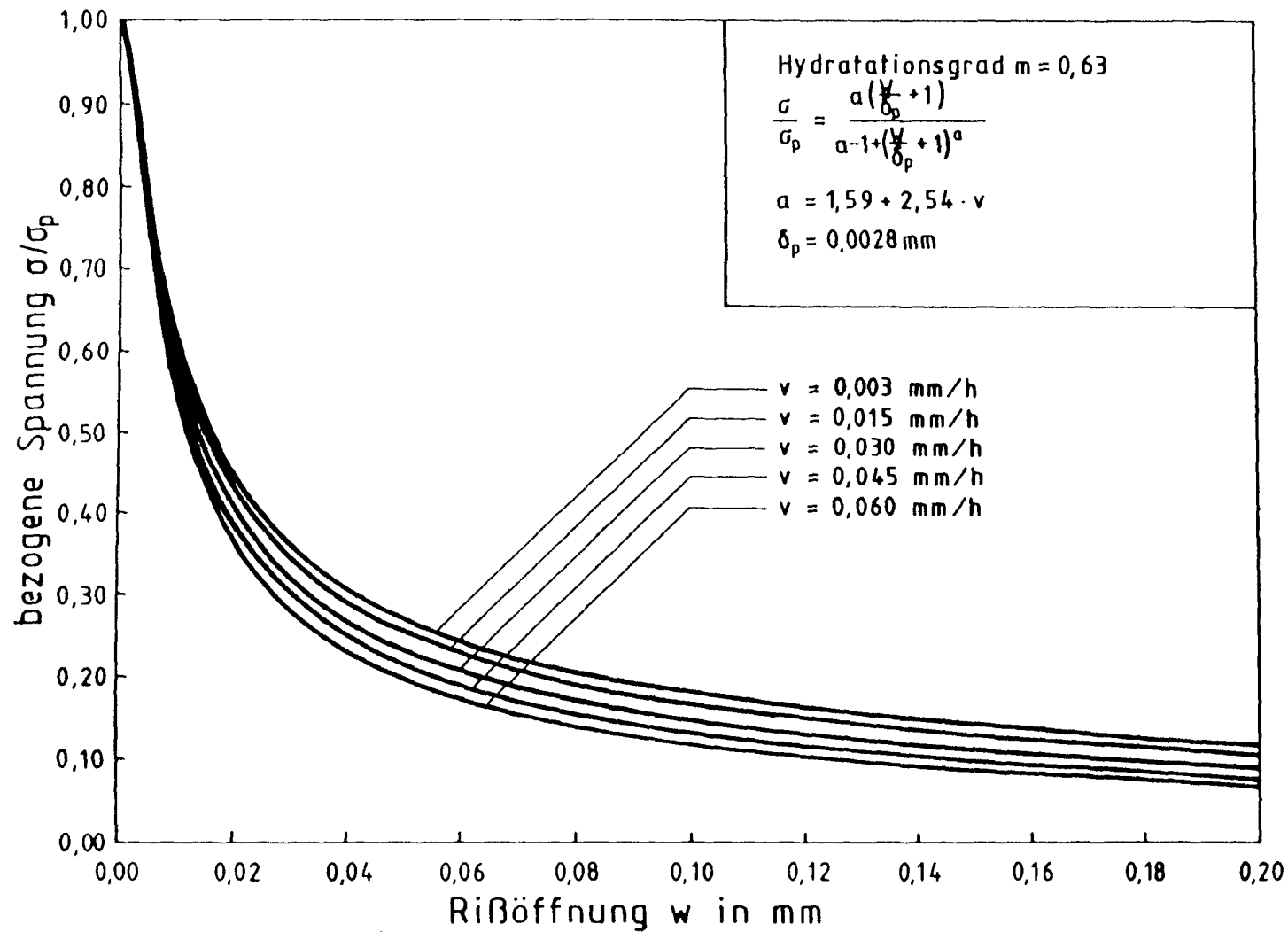


Abb. 8.21: Rißöffnungsfunktion für verschiedene Verformungsgeschwindigkeiten bei einem Hydratationsgrad $m = 0,63$

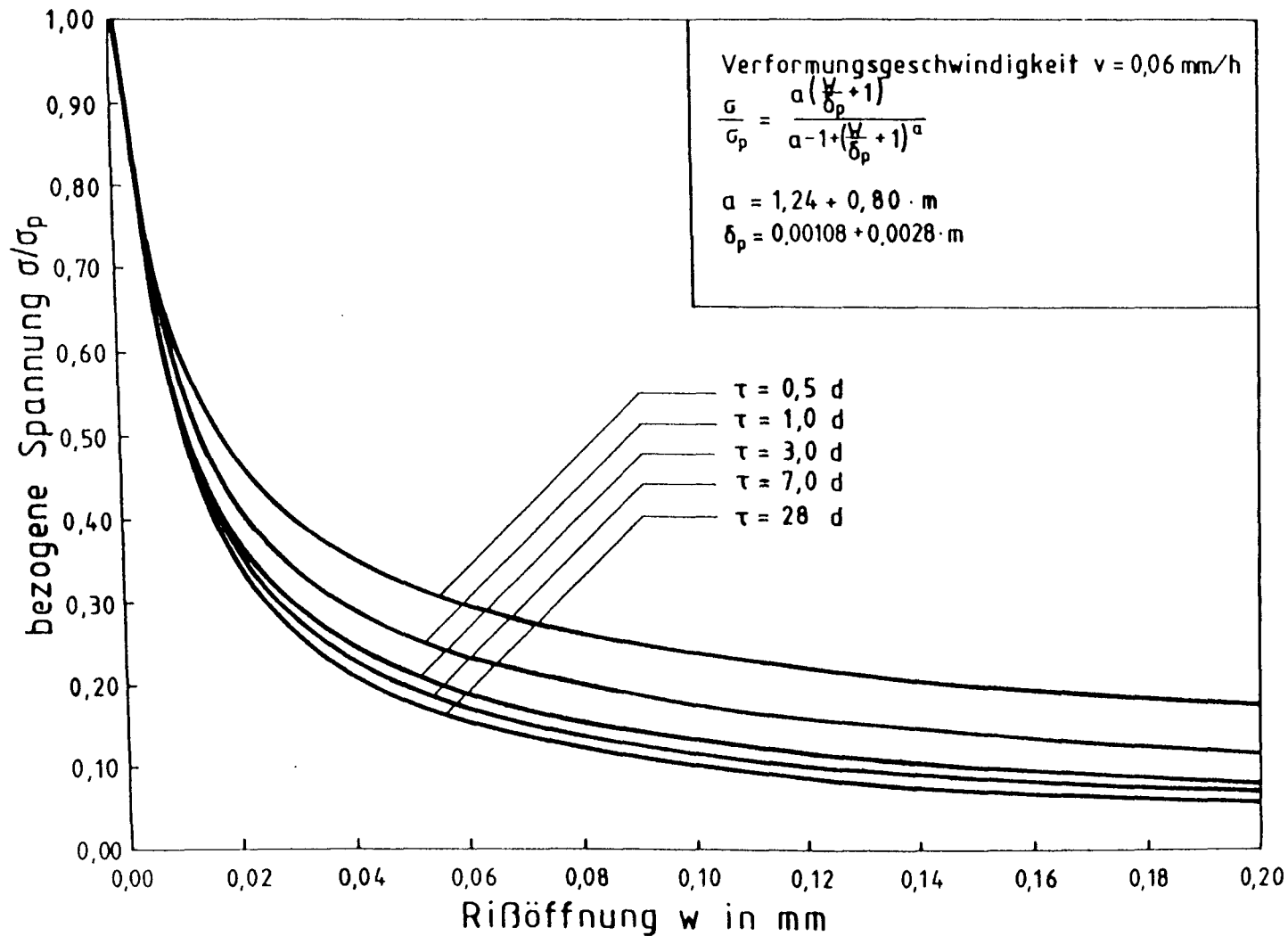


Abb. 8.22: Rißöffnungsfunktion für verschiedene Betonalter bei einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,06 mm/h

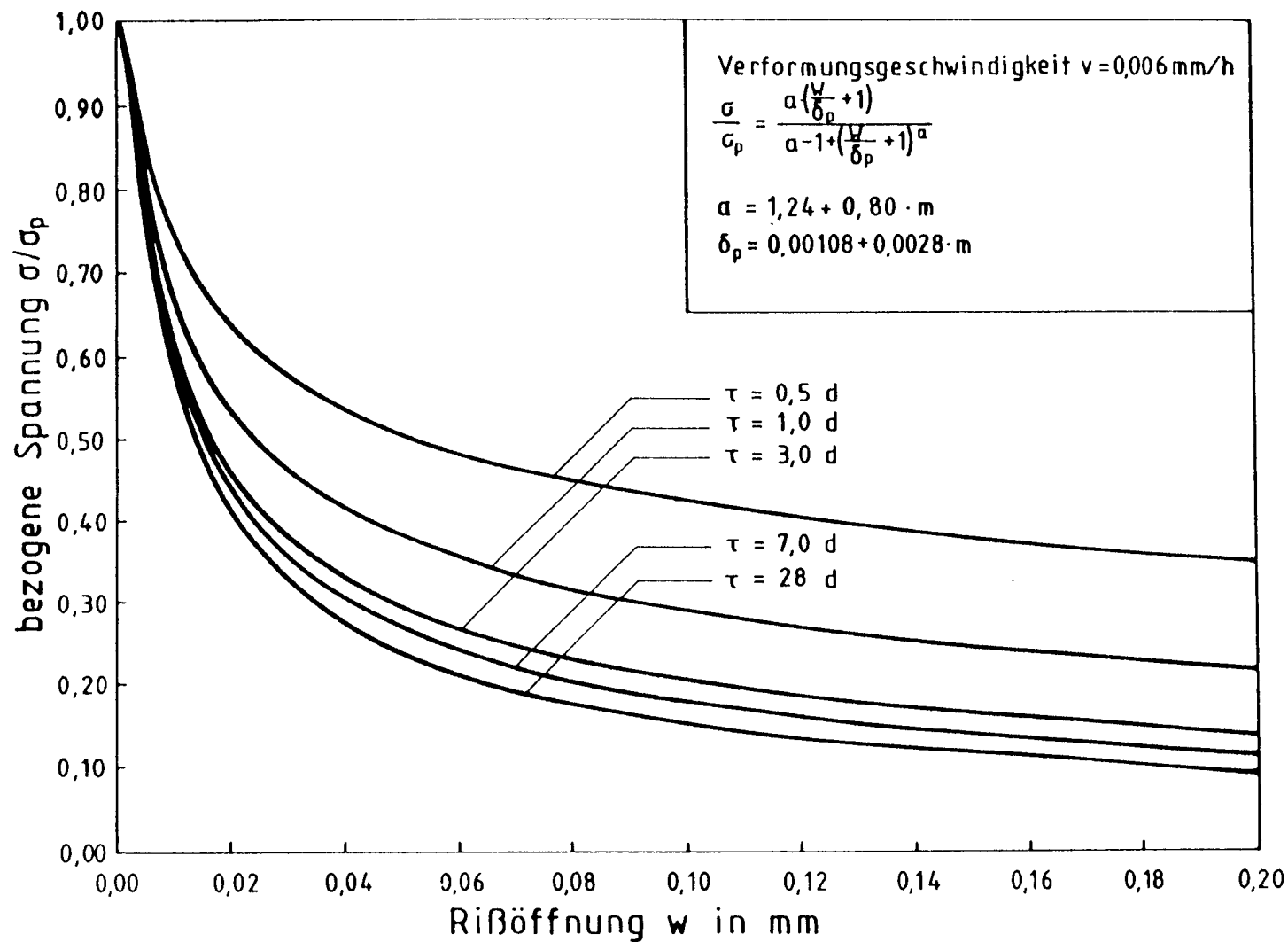


Abb. 8.23: Rißöffnungsfunktion für verschiedene Betonalter bei einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,006 mm/h

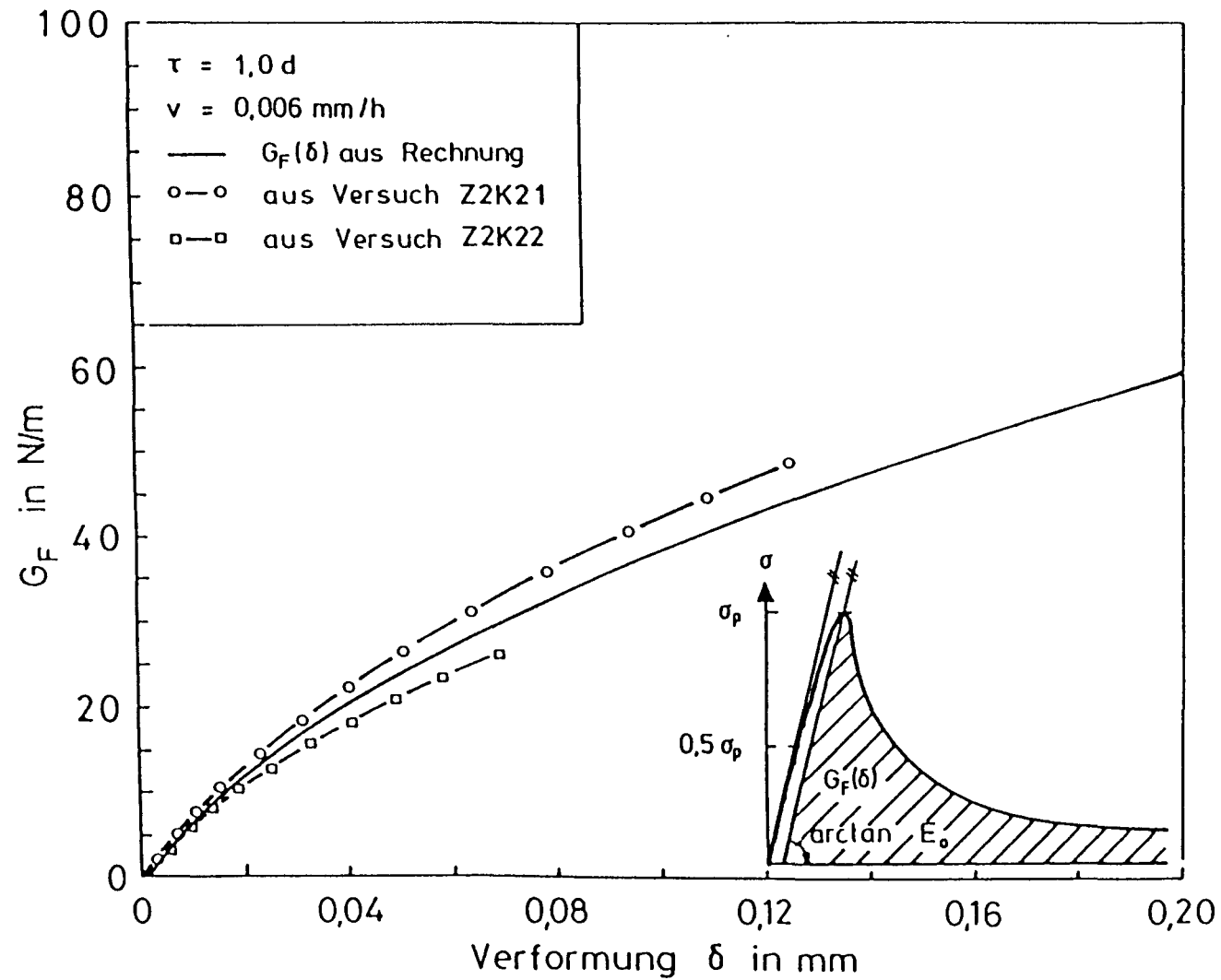


Abb. 8.24: Bruchenergie G_F als Funktion der Verformung δ (Betonalter 1d)

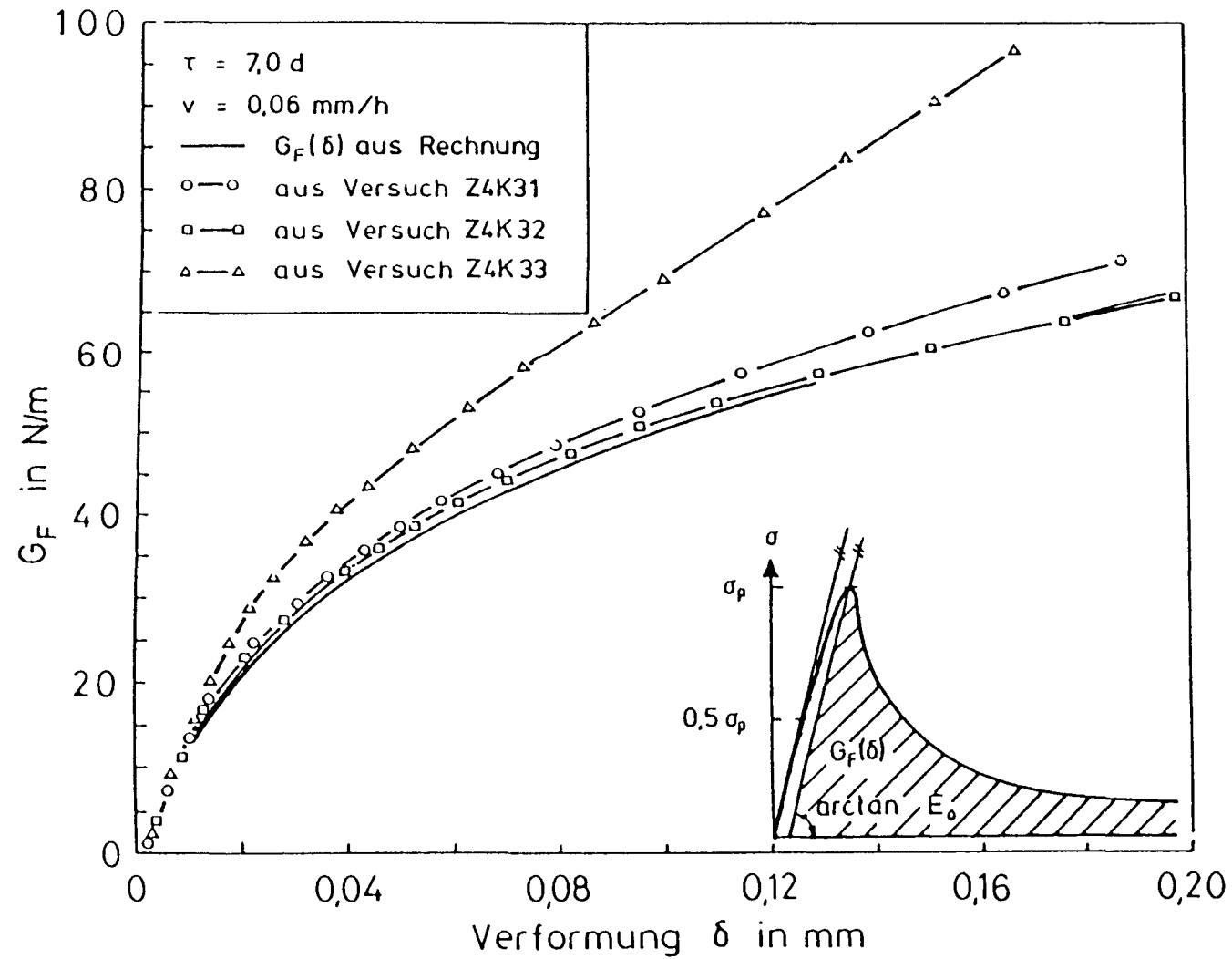


Abb. 8.25: Bruchenergie G_F als Funktion der Verformung δ (Betonalter 7d)

lauf der Bruchenergiekurve aus der Rißöffnungsfunktion stimmt weitgehend mit den Kurven aus den Versuchswerten überein, abgesehen von dem Versuch Z4K33, der wegen der ausgeprägten Unstetigkeit im abfallenden Ast aus der Parameterbestimmung für die Rißöffnungsfunktion ohnehin herausgenommen wurde.

8.5 Zur Berechnung der Eigenspannungen

8.5.1 Vorgehensweise

Da eine analytische Lösung für Randbedingungen, wie sie in der Praxis bei massigen Bauteilen auftreten, nicht möglich ist, wird ein numerisches Modell vorgeschlagen. Die numerische Lösung besitzt folgende Vorteile:

- günstige Formulierung, welche für die eingeführten Näherungslösungen einen geringeren Grad von Stetigkeit in den Ableitungen verlangt, so daß gebietsweise veränderliche Eigenschaften einfach einzuführen sind,
- große Modularität von Finite-Elemente-Programmen, welche Erweiterungen und Änderungen leichter zulassen und
- gute Verfügbarkeit von Finite-Elemente-Programmen.

Die numerische Modellierung wird sowohl zur Berechnung der Temperatur und des Hydratationsgrads, als auch für die Spannungsermittlung unter Einschluß der rheologischen Eigenschaften des Betons, wie in Abb. 8.26 dargestellt, vorgeschlagen.

8.5.2 Voraussetzungen zur Ermittlung von Eigenspannungen

8.5.2.1 Numerische Behandlung der Wärmeleitung und Wärmeentwicklung, sowie des Hydratationsgrades

Das numerische Verfahren muß in räumlicher und zeitlicher Hinsicht in der Lage sein, die in Teilbereichen bekannten Näherungsansätze des jungen Betons in ein Berechnungsprogramm einzubinden. Die Randbedingungen für den Wärmetransport sind bekannt und betreffen die Übergangsmedien sowie den

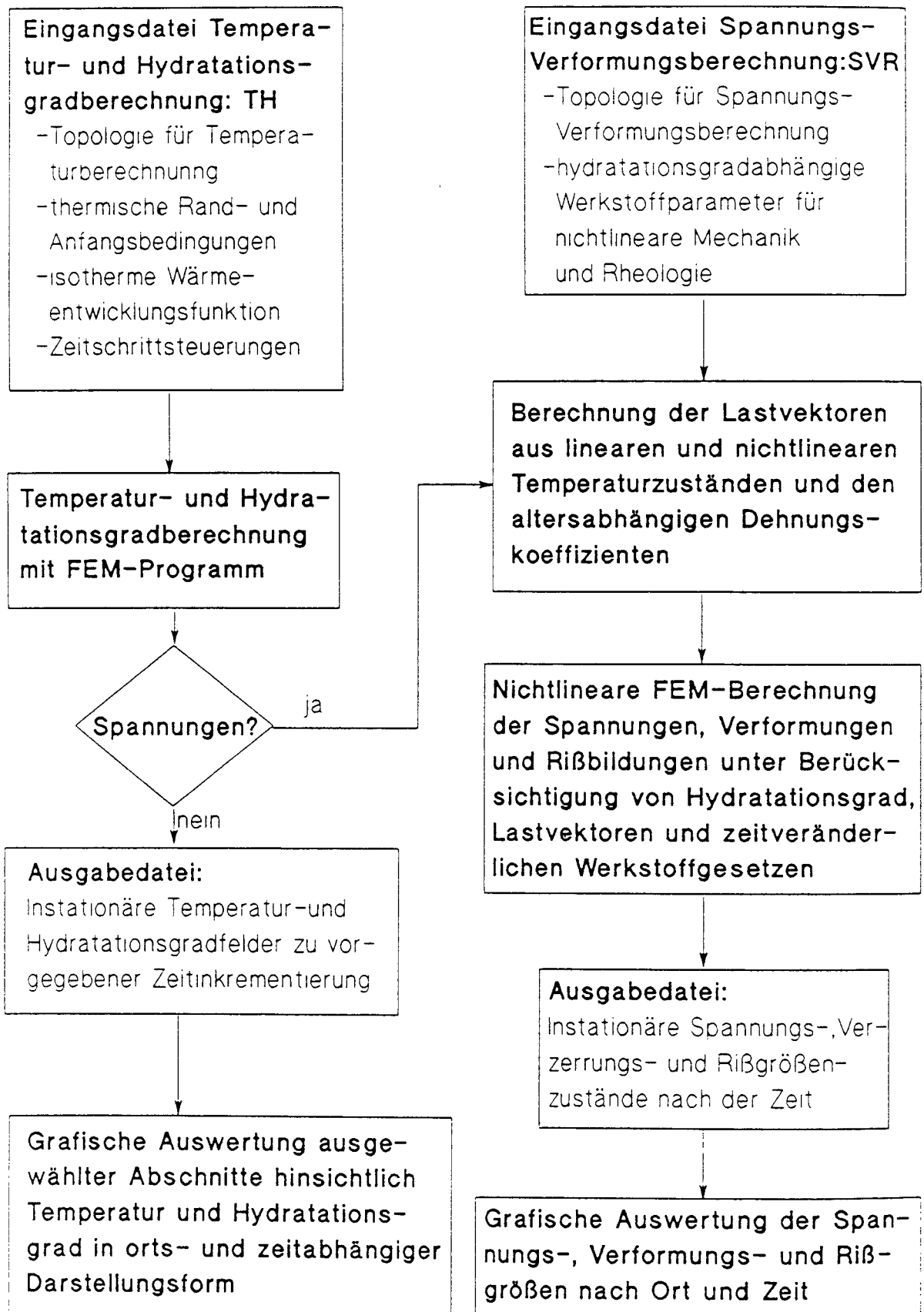


Abb. 8.26: Schematisierter Berechnungsablauf für Temperatur und Eigen- bzw. Zwangspannungsberechnungen im jungen Betonalter

Werkstoff Beton selber. Für die thermischen Übergangsbedingungen an Bauteilrändern wird eine zeitliche Änderung zugelassen.

Die Wärmeentwicklung infolge Hydratation kann in Bezug auf die Wärmeleistung mit den in Abschn. 8.1.1 entwickelten Zusammenhängen als Funktion der Temperatur T , der Zeit t und des Hydratationsgrades m formuliert werden. Der Hydratationsgrad wird als Bezugsgröße gewählt, da die Wärmeentwicklung ohnehin Bestandteil der Berechnung ist. Es wird also keine weitere Zustandsgröße benötigt, die an die Wärme gekoppelt werden muß.

8.5.2.2 Voraussetzungen zur Berechnung der Spannungen, Verformungen und Rißbildungen

Ein weiterer Schritt der in Abschn. 8.2 - 8.4 dargestellten Auswertungen betrifft die Bestimmung der Abhängigkeit verschiedener mechanischer und rheologischer Eigenschaften vom Hydratationsfortschritt. Wichtig sind die Zug- und Druckfestigkeit, der Elastizitätsmodul, die Bruchdehnung und die Bruchenergie, die als Funktion des Hydratationsgrades formuliert werden konnten. Das Kriechen und die Relaxation konnten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad m und der Zeit t formuliert werden.

8.5.3 Eigenspannungsberechnung

Der in Abb. 8.26 schematisierte Berechnungsablauf teilt sich in die Zweige Temperatur- bzw. Hydratationsgradberechnung (TH) und Spannungs-, Verformungs- und Rißentwicklungsberechnung (SVR). Die Temperaturberechnung, die im ersten Schritt zunächst für den zweidimensionalen Fall vollzogen werden muß, beinhaltet die Temperaturverteilung in einem Bauteil unter Berücksichtigung der Reaktionskinetik und der Hydratationsgradiententwicklung wie sie in Abschn. 8.1.1 beschrieben wurde. Das Ergebnis der FE-Berechnung umfaßt orts- und zeitabhängige Temperatur- und Hydratationsgradfelder, die als eigenständiger Teil benutzbar sind und dementsprechend auch mit graphischen Ausgaben versehen werden müssen.

Im SVR-Berechnungsabschnitt wird zunächst aus den zeitabhängigen Temperaturverteilungen eine Aufteilung in lineare und nichtlineare Anteile vorge-

nommen, um aus ihnen mit Hilfe der hydratationsgradabhängigen Temperaturdehnungskoeffizienten $\alpha_T(m)$ die orts- und zeitabhängige Lastvektoren für die SVR-Berechnung getrennt nach linearem und nichtlinearem Anteil zu bestimmen.

Die eigentliche SVR-Berechnung kann dann getrennt oder kombiniert für lineare und nichtlineare Anteile mit den baustoffabhängigen Eingangsparametern zeit- und ortsabhängig als nichtlineare FE-Berechnung mit Rißgrößenangaben durchgeführt werden.

8.5.4 Darstell- und Interpretierbarkeit der Berechnungsergebnisse

Als Ausgabe der TH-Berechnungen ist als Gesamtübersicht eine zweidimensionale Höhenliniendarstellung für die Temperatur und den Hydratationsgrad vorstellbar, bei der zur detaillierten Betrachtung Schnitte frei gewählt werden können. Parallel dazu ist es sinnvoll, den zeitlichen Verlauf an ausgewählten Berechnungspunkten darzustellen.

Für die SVR-Berechnung gilt die gleiche Ausgabeform. Es ist sinnvoll, die Rißorte und -breiten elementorientiert anzuzeigen. Aus diesen graphischen Ergebnissen können dann die maßgebenden Rißstellen des Bauteils abhängig von betontechnologischen und herstelltypischen Parametern ermittelt werden.

9 ZUSAMMENFASSUNG UND OFFENE PROBLEME

In massigen Bauteilen werden in der Praxis häufig klaffende Risse beobachtet, die die Gebrauchsfähigkeit, das Aussehen und die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen können. Die Risse entstehen meist im jungen Betonalter, Stunden bis wenige Tage nach dem Ausschalen des Bauteils. Die Ursachen der Risse sind Eigenspannungen und Zwang infolge des Abflusses der Hydratationswärme, die die niedrige Zugfestigkeit des jungen Betons überwinden. Im späteren Alter treten i.d.R. keine weiteren Risse infolge klimatisch bedingter Temperaturunterschiede hinzu. Das Trocknungsschwinden spielt bei dicken Bauteilen eine untergeordnete Rolle.

Die Praxis sucht nach Methoden, mit denen die Bildung von Zwangsrissen vermieden oder wenigstens minimiert werden kann. Die heute üblichen, praktischen Methoden beruhen auf Erfahrung und auch auf Intuition; sie bergen also stets die Möglichkeit des Nichtzutreffens in sich, wenn die Randbedingungen des Erfahrungsbereichs verlassen werden. An dieser Stelle muß die Forschung helfend eingreifen. Ihre Aufgabe ist es, den baupraktischen Methoden experimentell abgesicherte, rechnerische Methoden zur Spannungsabschätzung an die Seite zu stellen, mit denen man bereits im Stadium der Planung die Eignung des vorgesehenen praktischen Vorgehens (Betonzusammensetzung, Einschulfrist, Fugenteilung etc.) bewerten kann. Diese angedeutete Verzahnung von baupraktischen und wissenschaftlichen Methoden zur Spannungsrechnung und Abschätzung der Rißgefahr stellt eine wichtige Zukunftsaufgabe dar, die bereits an einigen Stellen in Angriff genommen wird.

Die wissenschaftlichen Methoden müssen Lösungen in folgenden Gebieten beisteuern:

- a) Berechnung des Temperaturfeldes im Bauteil in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung, Hydratationswärmeabgabe abhängig von den thermischen, zeitlichen und geometrischen Randbedingungen;
- b) Berechnung des orts- und altersvariablen Hydratationsgrads als universelles Koppelglied zwischen Temperaturgeschichte und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons;

- c) Formulierung von wirklichkeitsnahen, viskoelastischen Werkstoffgesetzen, in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und anderer Parameter;
- d) Berechnung der Eigen- und Zwangsspannungen sowie der Ein- und Durchrißbildung;
- e) Studium der wesentlichen Parameter der Rißbildung und Ausarbeitung von Praxishilfen.

Die Forschungsarbeit leistete Teilbeiträge in den Gebieten a) bis c). Die wesentlichen Ergebnisse werden im folgenden dargestellt.

- Das Temperaturfeld und das Feld der freien thermischen Dehnungen kann nur finit berechnet werden. Die Berechnung erfordert die Formulierung der Ergiebigkeit des Wärmequellenterms. Das Wärmeentwicklungsgesetz wird aus der adiabatischen Temperaturerhöhung gewonnen; diese kann für einen Beton bestimmter Zusammensetzung und Frischbetontemperatur entweder kalorimetrisch oder näherungsweise an einem massigen, wärme-gedämmten Betonwürfel bestimmt werden.
- Der Hydratationsgrad kann aus der adiabatischen Wärmefreisetzung bzw. Temperaturerhöhung als Funktion des wirksamen Betonalters abgeleitet werden. Dabei erweist sich der empirische Ansatz von Jonasson als sehr geeignet, die eigenen Versuche bestätigen dies.
- Im Bauteil entwickelt sich die Temperatur am beliebigen Punkt zu beliebiger Zeit als gekoppelter Prozeß von Hydratationswärmeentwicklung und instationärer Temperatur selbst. Zur Beschreibung des Prozesses ist eine Prozeßtransformation von der adiabatischen zur realen Wärmeabgabe erforderlich. Diese Transformation erfolgt mit dem reaktions-kinetischen Ansatz von Arrhenius/Freiesleben. Hierdurch wird ein eindeutiger, allgemeiner Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad, wirksamem und realem Betonalter gefunden, der von den Versuchen bestätigt wird.

- Die Prüfung der mechanischen Eigenschaften des jungen Betons konnte nur exemplarisch für eine einzige Betonzusammensetzung erfolgen. Den Versuchskörpern wurde die Temperaturgeschichte der Randzone des sich erwärmenden und abkühlenden 1 m dicken Referenzbauteils aufgezwungen. Axiale Zugfestigkeit, Zylinderdruckfestigkeit, Zug-E-Modul und Zugrelaxationsfunktion können in Abhängigkeit des Hydratationsgrads und der Verformungsgeschwindigkeit formuliert werden.
- Zur Beschreibung des Einreißens der Betonrandzone infolge von Eigenspannungen ist die Kenntnis der vollständigen Zugspannung-Verformungslinie erforderlich. Diese wurde in Kerbzugversuchen bestimmt. Das σ_z - ε_z -Diagramm im steigenden Ast, die Bruchenergie und die Reißöffnungsfunktion können in Abhängigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit und vom Hydratationsgrad dargestellt werden.
- Die Eigenspannungsrißversuche an 1 m breiten Wandausschnitten lieferten erste Informationen über Abstand, Tiefe und Breite der Einrisse. Die theoretisch begründete Auswertung des Reißprozesses mit Hilfe der entwickelten Werkstoffgesetze konnte nicht vorgenommen werden.

Die Forschungsarbeit hat sich schwerpunktmäßig der experimentell abgesicherten Formulierung von Werkstoffgesetzen gewidmet. Aber auch dies konnte nur exemplarisch für eine, wenn auch praxisnahe Betonzusammensetzung erfolgen. Es bleiben deshalb einige offene Probleme bestehen, deren Bearbeitung dringend erforderlich ist. Auf sie wird im folgenden eingegangen.

- Notwendig sind weitere Versuche mit praxisgerechten Betonen für massive Bauteile mit unterschiedlicher Zusammensetzung und bei Verwendung verschiedener Zemente. Damit erhält man Informationen zur Bandbreite und Streuung der Parameter der Werkstoffgesetze.
- Mit dem vorgestellten Modell zur finiten Berechnung der Temperaturverteilung, Eigen- und Zwangspannungen sowie Reißbildung sind Parameterstudien durchzuführen. Hierzu muß aber das erst ansatzweise vorliegende Modell ausgebaut und erprobt werden. Die Ergebnisse der EW-Versuche können dann zur Validierung der Theorie benutzt werden.

10 LITERATURLISTE

- /1/ Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.
Über die Ursache und das Vermeiden von Rissen im Beton von
Tunnelauskleidungen
Forschungsbericht Baustoffinstitut TU München, März 1985
- /2/ Wischers, G.
Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in
massigen Bauteilen
Beton, 14 (1964), Nr. 1, S. 22/26, Nr. 2, S. 65/73
- /3/ Wischers, G.; Manns, W.
Ursachen für das Entstehen von Rissen im jungen Beton
Beton, 23 (1973), Nr. 4, S. 107/171 und Nr. 5, S. 222/228
- /4/ Zeitler, W.
Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen
infolge Hydratation
Dissertation, TH Darmstadt, 1983
- /5/ Springenschmid, R.; Nischer, P.
Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton
Beton- und Stahlbetonbau, 68 (1973), Nr. 9, S. 221/226
- /6/ Wöbner, G.
Instationäre Temperatur- und Spannungsfelder in einer Platte infolge
zeitlich variabler Aufheizung bzw. Abkühlung eines angrenzenden Fluids
bei endlichem Wärmeübergang
Dissertation, Universität Stuttgart, 1970
- /7/ Giesecke, J.
Berechnung von Wärmespannungen in Massenbetonbauwerken bei linear
veränderlichem Elastizitätsmodul
Der Bauingenieur, 43 (1968), Nr. 10, S. 371/378

- /8/ Rilem
International Conference on Concrete of Early Ages
Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, April 1982
- /9/ Wierig, H.-J.
Eigenschaften von "Grünem, jungem" Beton
Druckfestigkeit-Verformungsverhalten-Wasserverdunstung
Beton, 18 (1968), Nr. 3, S. 94/101
- /10/ Wierig, H.-J.; Gollasch, E.
Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton
Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung,
Universität Hannover, Heft 47, 1982
- /11/ Kasai, K.; Yokohama, K.; Matsui, I.
Tensile Properties of Early-Age Concrete
International Conference on Mechanical Behavior of Materials
The Society of Materials Science, Japan, Vol. 4, 1972
- /12/ Weigler, H.; Karl, S.
Junger Beton / Beanspruchung-Festigkeit-Verformung
Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt,
Nr. 20, 1974
- /13/ Rostásy, F. S.; Alda, W.
Untersuchung über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter
einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung
Versuchsbericht der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfanstalt für
das Bauwesen, Otto-Graf-Institut Stuttgart, 1976
- /14/ Weigler, H.; Nicolay, J.
Temperatur- und Zwangsspannungen in Konstruktions-Leichtbeton infolge
Hydratation
Forschungsbericht, Arbeitsgruppe Massivbau, TH Darmstadt, 18 (1974)

- /15/ Springenschmid, R.; Gierlinger, E.
Temperaturspannungen in Massenbeton: Ein neues Prüfverfahren und der
Einfluß verschiedener Zemente
Forschungsbericht, Baustoffinstitut TU München, 1984
- /16/ Rostásy, F. S.; Henning, W.
Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang
Bestimmung der wirksamen Betonflächen und der erforderlichen
Oberflächenbewehrung
TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Forschungsbericht, Mai 1983
- /17/ Rostásy, F. S.; Henning, W.
Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände
Beton- und Stahlbetonbau, 4 / 1985, S. 108-113 und 5 / 1985,
S. 134-136
- /18/ König, G.; Jahn, M.
Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und
ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten
Beton- und Stahlbetonbau, 78 (1983), Nr. 9, S. 243/247
- /19/ Henning, W.
Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen
Unterbauten
Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /20/ Schäper, M.
Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei
Speichersystemen für verflüssigte Gase
Dissertation, Universität Essen, 1984
- /21/ Bruy, E.
Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern
durch Rißbildung
Dissertation, Universität Stuttgart, 1972

- /22/ Springenschmid, R.; Breitenbacher, R.; Ballard, P.
Vergleich zwischen Berechnungen und Messungen von Zwangsspannungen in
jungem Beton
Beton- und Stahlbetonbau, 83 (1988), Nr. 4, S. 93-97
- /23/ van Breugel, K.
Relaxation of Young Concrete
Delft University of Technology
Faculty of Civil Engineering, Research, Report, December 1980
- /24/ Emborg, M.
Temperature stresses in massive concrete structures
Licentiate thesis 1985: 011L, Lulea University, Sweden
- /25/ Byfors, J.
Plain concrete at early ages
Swedish cement and concrete institute, Stockholm, 1980
- /26/ Marx, W.
Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge
Hydratation
Dissertation, Universität Stuttgart, 1987
- /27/ Daerga, P. A.; Emborg, M.; Bernander, S.
Egenspänningar i undervattensgjuttna bottenplattor
Teknisk Rapport 1986: 27T, TH Lulea Schweden
- /28/ Reinhardt, H. W.
On the hydration of cements
Report 5-79-1, Stevin Laboratory, TH Delft
- /29/ Jonasson, J. E.
Slipform construction-calculation for assessing protection against
early freezing
CBI research, Vol. 4 (1984)

- /30/ Shah, S. P.; Gopalaratnam, V. S.
Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension
Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois,
June 1984
- /31/ Cornelissen, H. A. W.; Hordijk, D. A.; Reinhardt, H. W.
Experimental determination of crack softening characteristic of normal
weight and lightweight concrete
Heron, Vol. 31, Nr. 2, 1986
- /32/ Eligehausen, R.; Sawade, G.
Verhalten von Beton auf Zug bei hohen Dehnungsgradienten
Werkstoff und Konstruktion
Gallus Rehm zum 60. Geburtstag
Beiträge aus Forschungs- und Ingenieur Tätigkeit 10/1984
- /33/ Popovics, S.
A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete
Cement and Concrete Research, Vol. 3, S. 583-599, 1973
- /34/ Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.-E.
Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of
fracture mechanics and finite elements
Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773-782, 1976
- /35/ Vorläufiges Merkblatt für die Messung der Temperaturerhöhung des
Betons mit dem adiabatischen Kalorimeter
- Fassung Dezember 1970 -
Betontechnische Berichte 1970
- /36/ Reinhardt, H. W.
Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete
Heron, Vol. 29, Nr. 2, 1984

- /37/ Scheidler, D.
Experimentelle und analytische Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen
Bestimmung der Bruchschnittgrößen unbewehrter Betonbauteile unter
Zugbeanspruchung
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 379, Berlin 1987
- /38/ Straub, L. G.
Plastic Flow in Concrete Arches Transactions
American Society of Civil Engineers, Vol. 95, Nr. 613, 1931
- /39/ Shank, J. R.
Plastic Flow of Portland Cement Concrete
Bulletin 91, Engineering Experiment Ohio State University, Sept. 1935
- /40/ Wittmann F.; Zaitzer, J.
Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger
Belastung und Dauerlast
DAfStB, Heft 232, 1974
- /41/ Freiesleben Hansen, P.; Pederson, E. J.
Måleinstrument til kontrol af betons haerdning
Nordisk Betong, Nr. 1, 1977, S. 21-25
- /42/ Iványi, G.
Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungs-
zuständen - Gradientenwirkung
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, 1976
- /43/ Reinhardt, H. W.; Horden, W. C.
Temperatuur en Spanningen in tetrapods tijdens de verharding
Cement 1986, Nr. 12, S. 49-52